

HA

HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de **ACHE** Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com | ISSN: 0439-5689 | abril - junio 2012 | Volumen 63 - nº 264





www.vsl.com

TIRANTES VSL



Nuevo viaducto del embalse de Contreras LAV Madrid-Mediterráneo

Tirantes • Postesado • Apoyos Pot y de neopreno • Barras postesadas y estructurales



VSL INTERNATIONAL Ltd. Saegestrasse 76 - CH 3098 Köniz - Switzerland Phone : 41 - 58 456 30 00 Fax: 41 - 58 456 30 95 vsl@vsl.com

CTT- STRONGHOLD,S.A.Paseo de Gracia ,11 esc. B, 1º - 08007 Barcelona, España. Telf. +34 93 289 23 30 Fax. +34 93 289 23 31 e-mail:cttbcn@vslsp.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/10/2024



Foto de portada: Puente arco sobre el embalse de Contreras, Cuenca - Valencia
Autor: Juan Jesús Álvarez Andrés

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, a quarterly that has been issued since 1950, is the vehicle used by the Spanish Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE: Scientific and Technical Association for Structural Concrete) to publish articles of interest on structures for civil works and buildings. Its readership includes engineers and architects working in the field out of construction companies, engineering consultancies, architecture studios, universities and research centres.

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^o 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)*

Ángel Arteaga Iriarte (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)

Antonio Carnerero Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Jaime Fernández Gómez (INTEMAC, Madrid)

Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)

David Izquierdo López (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Antonio José Madrid Ramos (PROES, Madrid)

Patricia Olazábal Herrero (Santander)

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

Bernardo Perepérez Ventura (ETS DE ARQUITECTURA - UPV, Valencia)

Alejandro Pérez Caldentey (FHOCOR, Madrid)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

Julio Vaquero García (IPAC, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**:

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

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

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M^a Carmen Andrade Perdrix (IETcc - CISDEM (UPM - CSIC), Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

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

Gustavo Ayala Milián (INSTITUTO DE INGENIERÍA - UNAM, México)

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)

Paulo J. S. Cruz (UNIVERSIDADE DO MINHO, Guimarães, Portugal)

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

Miguel Fernández Ruiz (ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE, Suiza)

Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Ravindra Gettu (INDIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY MADRAS, Chennai, India)

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

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

Paulo R. L. Helene (UNIVERSIDADE de SÃO PAULO, Brasil)

José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)

Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)

Carlos A. Prato (UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA, Argentina)

António Reis (IST - UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA, Portugal)

Jesús Rodríguez Santiago (DRAGADOS, Madrid)

José Manuel Roesset (TEXAS A&M UNIVERSITY, EE.UU.)

Ana M. Ruiz-Terán (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

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

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

Peter J. Stafford (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)

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

** Incluye además a los Presidentes de las Comisiones Técnicas de ACHE

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

REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 5 | **Puente arco de ferrocarril sobre el embalse de Contreras en la línea de alta velocidad Madrid-Levante**
Railway arch bridge over the Contreras Reservoir in the Madrid-Levante high-speed railway line
 Javier Manterola, Antonio Martínez, Juan A. Navarro y Borja Martín

- 31 | **Cobertura de la trinchera ferroviaria de Hendaya**
Roof over the Hendaye railway trench
 Leonardo Fernández Troyano, Celso Iglesias Pérez y Lucía Fernández Muñoz

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- 53 | **Hormigón armado de alta resistencia con metacaolín y humo de sílice en ambiente marino: un trabajo experimental**
High strength reinforced concrete with metakaolin and silica fume in marine environment: an experimental work
 Marcelo Henrique Farias de Medeiros, Andressa Gobbi, Janine Groenwold, Carlos Gustavo Marcondes y Paulo Helene
- 67 | **Generación automática de esquemas de bielas y tirantes considerando criterios constructivos**
Automatic generation of strut-and-tie schemes adjusted for constructability
 Jesús Miguel Bairán García

- 81 | **Hormigón de muy alto rendimiento reforzado con fibras (UHPFRC): innovaciones para la transmisión unidireccional de cargas**
Ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC): innovations in one-way slabs
 Esteban Camacho Torregrosa, Pedro Serna Ros y Juan Á. López Martínez

SUMMARIES

- 93 | **Roof over the Hendaye railway trench**
 Leonardo Fernández Troyano, Celso Iglesias Pérez and Lucía Fernández Muñoz
- 94 | **Automatic generation of strut-and-tie schemes adjusted for constructability**
 Jesús Miguel Bairán García
- 95 | **Ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC): innovations in one-way slabs**
 Esteban Camacho Torregrosa, Pedro Serna Ros and Juan Á. López Martínez

OTRAS INFORMACIONES

- 97 | **Hormigón Estructural. Manual de comportamiento, proyecto y prestación**

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)



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



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



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

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

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

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



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



TECNALIA
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



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 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



Puente arco de ferrocarril sobre el embalse de Contreras en la línea de alta velocidad Madrid-Levante

Railway arch bridge over the Contreras Reservoir in the Madrid-Levante high-speed railway line

Javier Manterola⁽¹⁾, Antonio Martínez⁽¹⁾, Juan A. Navarro⁽²⁾ y Borja Martín⁽²⁾

Recibido | Received: 26-08-2011
Aceptado | Accepted: 12-04-2012

Resumen

El puente arco de hormigón armado de 261 m de luz, con tablero superior de hormigón pretensado y una longitud total de 587,25 m, salva el embalse de Contreras para la línea de ferrocarril de alta velocidad Madrid-Levante. La flecha en el centro de 36,944 m determina una relación flecha-luz de 1/6,77, arco rebajado pero no en exceso. A fecha de la construcción la luz resultante entre apoyos del arco hace del viaducto el record mundial en puentes arco ferroviarios de hormigón. El arco se ha construido por avance en voladizo desde una pila provisional eliminada una vez cerrado el arco, construyendo el tablero vano a vano con cimbra autoportante desde ambos lados del arco. No se ha realizado apertura en clave del arco por no aportar mejora significativa en el cómputo global de esfuerzos del puente

Palabras clave: puente arco, hormigón, ferrocarril alta velocidad, embalse Contreras.

Abstract

The reinforced concrete arch bridge of a 261 m span, with an upper prestressed concrete deck and a total length of 587.25 m, spans the Contreras Reservoir on the Madrid-Levante high-speed railway line. The mid-span sag is 36.944 m thus determining a span-to-rise ratio of over 6.77 to 1, which is a low rising arch although not excessively so. On the construction completion date, the span between the arch supports was holder of the world record for a concrete railway arch bridge. It was built by free cantilever system using a temporary pier that was dismantled once the two semi-arches had been joined. The deck was built span by span with a scaffolding truss on either side of the arch. Jacks at the crown of the bridge were not used since they would not have improved significantly the global forces in the bridge.

Keywords: arch bridge, concrete, high-speed railway, Contreras reservoir.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. y Universidad Politécnica de Madrid (Madrid, España).
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: amartinez@cfcsl.com

1. INTRODUCCIÓN

La red de altas prestaciones definida en el Plan Estratégico de Estructuras y Transportes 2006-2020 contempla la ejecución de una red de 10.000 kilómetros de líneas de Alta Velocidad que cubre de manera equilibrada todo el territorio nacional.

Dentro de este marco se encuentra la línea de Alta Velocidad Madrid-Castilla La Mancha-Comunidad Valenciana-Región de Murcia, que se halla en el compromiso del Gobierno de España de llevar la Alta Velocidad al Levante, acercando así ambas ciudades, Madrid y Valencia, y sus zonas de influencia.

El nuevo acceso ferroviario de Alta Velocidad de Levante es una parte fundamental de este plan estratégico, en el que se encuadran obras singulares determinadas por las características del entorno, los condicionantes derivados de una preocupación creciente por su conservación y las especificaciones técnicas que estas actuaciones requieran.

Con sus 914 kilómetros, la línea Madrid-Levante es una de las más largas y una de las que más provincias atraviesan, por lo que es también la que propiciará un mayor desarrollo socioeconómico que beneficie a un gran número de personas.

Esta nueva línea facilitará notablemente las necesidades de movilidad de los ciudadanos, acortando los tiempos de viaje considerablemente y facilitando el negocio a las empresas entre estas provincias.

La vertebración del territorio y la consecuente generación de riqueza no se limitarán a las ciudades con estación, sino que también se extenderán a las pobla-

ciones del entorno en todo el eje del Corredor Mediterráneo del Levante, entre Barcelona y Almería.

El tramo Embalse de Contreras – Villargordo del Cabriel [1], supone un ejemplo en el empleo de los más avanzados sistemas constructivos que existen en la actualidad, motivado por las limitaciones que impone un trazado que permite la circulación a una velocidad de 350 Km/h, con curvas de radios amplios y rasantes con pendientes inferiores al 30‰ en una zona con una orografía accidentada.

Las principales actuaciones realizadas en el tramo, han sido las siguientes (Fig. 1 y 2):

- Túnel de la Hoya de Roda.
- Viaducto de la Cuesta Negra.
- Puente sobre el embalse de Contreras.
- Túnel del Rabo de la Sartén.
- Puente del Istmo.
- Túnel de Umbría de los Molinos.

En este contexto se sitúa el puente arco sobre el embalse, puente arco de hormigón armado de 261 m de luz con tablero superior de hormigón pretensado que a la fecha de su construcción fue el record mundial en puentes arco ferroviarios de hormigón.

2. ESTUDIO DE SOLUCIONES

Cuando se realiza un puente sobre un embalse aparece en primer lugar una incógnita fundamental que conviene desvelar. Se refiere a la relación existente

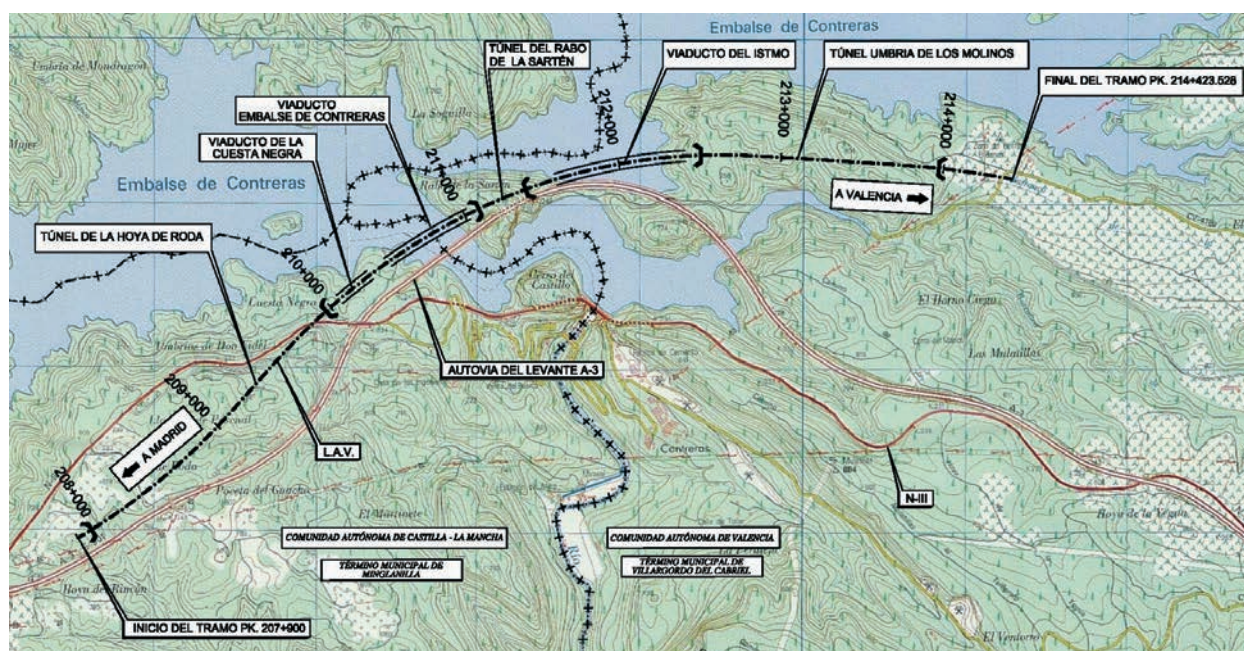


Figura 1. Trazado de la línea de ferrocarril de alta velocidad sobre el embalse de Contreras

Figure 1. The layout of the high-speed railway line over the Contreras Reservoir



Figura 2. Vista del tramo de ferrocarril de alta velocidad ya construido sobre el embalse de Contreras (se ha eliminado la Autopista)
Figure 2. View of the completed high-speed railway line over the Contreras Reservoir. (The Motorway has been removed)

1. INTRODUCTION

The high-performance facility network defined in the Strategic Plan for Structures and Transport 2006-2020 envisions the construction of a 10,000 km high-speed railway network that evenly covers the total extension of national territory.

The high-speed railway line linking Madrid-Castilla La Mancha-Comunidad Valenciana-Región de Murcia also lies within this framework. It belongs to the commitment of the Spanish Government to bring high-speed railway to the region of Levante, thus linking Madrid and Valencia and bringing both cities closer to their areas of influence.

The new high-speed railway access to Levante is one of the key parts of the strategic plan which encompasses unique civil works determined by the landscape characteristics, the conditioning factors arising from the growing concern with landscape preservation as well as the technical specifications required by these actions.

The 914 km length of the Madrid-Levante railway turns this line into one of the longest and it also stands among those that pass through the largest number of provinces. It is meant to enable a great socio-economic development to serve a large number of people.

This new line will largely meet the mobility needs of citizens and at the same time it will considerably shorten the travelling times and facilitate doing business in and between these provinces.

The shoring up of the territory and the subsequent generation of wealth will go beyond the cities with train stations and will also extend to the surrounding communities along the entire axis of the Mediterranean Corridor of Levante, between Barcelona and Almería.

The Contreras Reservoir – Villargordo del Cabriel stretch [1] represents an example of the use of the state-of-the-art construction systems, instigated by the limitations resulting from a layout that allows the running speed of up to 350 km/h, with large radii bends and gradients of less than 30‰ in an area with rugged terrain conditions.

The main actions carried out on the stretch were the following (Fig. 1 and 2):

The Hoya de Roda Tunnel.

The Cuesta Negra Viaduct.

The Bridge over the Contreras Reservoir.

The Rabo de la Sartén Tunnel.

The Istmo Bridge.

The Umbría de los Molinos Tunnel.

It is against this background that the arch bridge over the reservoir stands. This is a reinforced concrete arch bridge with a 261 m span and an upper prestressed concrete deck that on the construction completion date was holder of the world record for a concrete railway arch bridge.

2. STUDY OF SOLUTIONS

When a bridge over a reservoir is to be built, in the first place one is always faced with one fundamental unknown that must be unravelled. It concerns the existing relation between the situation of the supports of the bridge and the water level, which varies greatly throughout a year. More specifically it refers to the time available to build the foundations and commence the construction of the structure before water invades the site. There is an even further

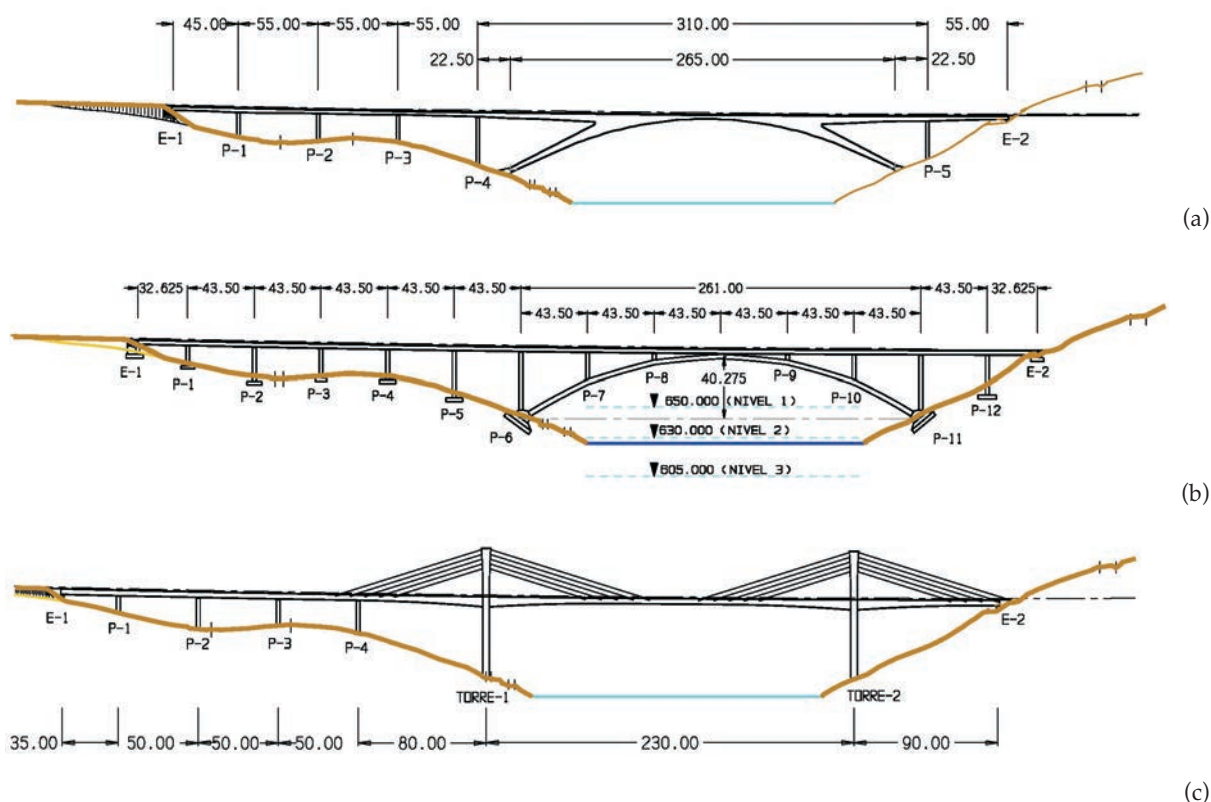


Figura 3. Estudio de soluciones. Alternativas
Figure 3. Study of solutions. Alternatives

entre la situación de los apoyos del puente y el nivel del agua, bastante variable a lo largo del año. Es decir el tiempo que tenemos para cimentar y arrancar la estructura sin que nos invada el agua. Hay una cota superior a este problema y es el nivel máximo que puede alcanzar el embalse. En este caso resultaba que para tener una garantía suficiente para construir la cimentación en seco era necesario acudir a unos 261 m de luz libre.

Mirado desde un punto de vista exclusivamente resistente existen muchas soluciones para saltar 261 m sin apoyos intermedios: arcos, vigas de alma llena, vigas en celosía, tableros atirantados y dentro de ellos, de hormigón o de acero. Sin embargo, en el proceso de eliminación de posibilidades existen unas decisiones rápidas, en este caso empujadas por lo que la tradición nos ha enseñado de lo que es un puente grande sobre laderas claramente inclinadas, como son las soluciones arco. Siempre quedan bien y en ese quedar bien está la adecuación del arco a las condiciones geotécnicas y geométricas del terreno. Además está la costumbre de verlos así, ya que entre las posibilidades resistentes para enfrentarse con esa luz, la solución arco ha sido la predominante a lo largo de los siglos XIX y XX, hasta el extremo de que semejante terreno y la solución arco parecen inseparables, lo cual en sí no es verdad y conocemos multitud de ejemplos que contradicen esa relación biunívoca [2]. Sin embargo cuando se dibuja una solución atirantada, en su versión extradrosada (Fig. 3 (a)) la solución "chirría", no queda bien, aunque eso se debe a que

cuando la altura de las pilas bajo el dintel es grande, como en este caso, subirse aun más por encima con el atirantamiento resulta a veces inadecuado formalmente. En este caso se ha rechazado, pero no se puede poner la mano en el fuego de que en cualquier caso ocurrirá lo mismo. Hay que dudar mucho de las generalizaciones estéticas cuando se trata de puentes.

En cuanto a las vigas en celosía, eficaces desde un punto de vista resistente, presente en este mismo paisaje en el puente de carretera, no nos pareció oportuno por varias razones. Con lo cual se estaba abocado a acudir a lo clásico, a lo de siempre, pero muy hermoso, extremadamente hermoso. El puente arco.

Básicamente se estudiaron dos soluciones, el arco apuntado (Fig. 3 (a)) y el arco clásico (Fig. 3 (b)), en sus dos versiones en acero y hormigón. Morfológicamente el arco apuntado permite resolver mejor que el arco clásico un problema importante, o que nos parece importante, y es la relación de la distancia que existe entre las pilas en el viaducto de acceso y el puente principal. Nuestra opinión es que deben ser iguales. Un mismo viaducto recto que en unas zonas se apoya en el terreno y en otra sobre el arco. Si las pilas del viaducto de acceso son altas, puede convenir establecer luces importantes en él, para obtener una adecuada relación entre altura y luz. Pero esta luz puede ir contra la exigencia resistente de que todo arco se cargue en un número de puntos elevados para que el antifunicular de carga se separe poco de la forma curva. Esto ha hecho que muchas veces, sobre

bound to this problem that concerns the highest possible water level in the reservoir. In the present case it turned out that in order to have sufficient guarantee that the foundations would be built in dry environment conditions, the free span had to reach the length of approximately 261 m.

If we look at the matter exclusively from the point of view of the strength, there are many solutions that allow the spanning of 261 m with no intermediate supports: arches, double-T beams, lattice beams, cable-stayed decks and within these, those made of concrete or steel. Nevertheless, in the process of elimination of different possibilities there is a series of quick decisions to be made, which in this case were based on what the tradition has taught us about a large bridge supported on steep slopes, and this naturally led us to arch solutions. Arches always turn out well meaning that they fit the geotechnical and geometrical conditions of the ground. Moreover, there is also a habit of regarding them as natural, since during the 19th and 20th centuries the arch solution was predominant among the strength options when facing such spans, so much so that such a ground and the arch solution seem inseparable. This, however, is not the whole truth for we know many examples that contradict this biunique relation. [2]. Nonetheless, when a cable-stayed option is drawn in its extradosed version Fig. 3 (c), the solution is somehow "off", it doesn't quite fit. This is due to the fact that when the pier height under the deck is great, as it is the case here, it is formally inadequate to rise even higher with the cable-staying. This was therefore rejected here, but we wouldn't stake our lives on the suitability of such a decision in any other case. One should always question aesthetic generalisations where bridges are concerned.

As for the lattice beams, which are efficient from the strength point of view, and present in this same landscape on the motorway bridge, we did not find them appropriate for various reasons. This led us to resort to the classic, the all-time and ever beautiful, extremely beautiful arch bridge.

Basically, two solutions were studied, the frame arch (Fig. 3 (a)) and the classic arch (Fig. 3 (b)) in its two versions, the concrete one and the steel one. From the morphological point of view, frame arch offers a better solution to an important problem or rather a problem that we find important, than classic arch. The problem is that of the relation concerning the distance between the piers on the approach



Figura 4. Vista del puente arco construido sobre el embalse de Contreras (se ha eliminado la Autopista)

Figure 4. View of the arch bridge built over the Contreras Reservoir. (The Motorway has been removed)

viaduct and the main bridge. In our opinion, the two must be the same. The one and same straight viaduct supported on the ground in some areas, and on the arch in others. If the piers of the approach viaduct are high, it may be convenient to build it by using substantial spans in order to obtain a suitable height-span relation. However, such a span may go against the strength requirement that all arches be concentrated at a certain number of points, so that the non-funicular load may be only slightly separated from the curved shape. This is why we often encounter, particularly in old bridges, large-span approach viaducts abruptly reduced in the arched span. Such discontinuity was emphasised even more when a large separation girder was placed between the deck supported on the ground and the one on the arch.

In this context, frame arch solves the problems quite well when the span chosen for the approach viaduct is large, since the arch does not require a minimum separation between piers. Maillart's bridges of this type, however, present a contradiction in this respect. The arrangement of a large number of "sticks" to support the deck over the great inclined pier of the frame arch is inadequate. The frame arch solution as shown in Figure 3 (a) is a well loved typology as well as one we have used in a number of bridges such as the Juan de Austria Bridge in Valladolid with a 120 m span [3] or the Puente la Reina in Navarra whose span also amounts to 120 m [4], the former made of concrete and the latter of steel. The solution shown in Figure 3 (b), however, is cheaper than the previous one and it also allowed us to keep the approach viaduct pier-to-pier span of 43.5 m over the arch without placing inappropriate load on the arch. Thus, the morphological principle we sought to maintain remained, the

todo en puentes antiguos, se hayan realizado unos viaductos de acceso con luces grandes, reducidas bruscamente al llegar al arco. Discontinuidad que se acentuaba, aún más, cuando se colocaba una gran pila de separación entre el tablero situado sobre el terreno y el situado sobre el arco.

En este contexto la solución en arco aporticado resuelve muy bien los problemas cuando la luz elegida para el viaducto de acceso es grande, pues el arco no exige una separación mínima de las pilas. Un contrasentido, en esta dirección, aparece en todos los puentes de este tipo de Maillart, la disposición de un montón de patitas para soportar el dintel sobre la gran pila inclinada del arco aporticado no está bien. Así, la solución de arco aporticado aparece en la figura 3 (a), tipología muy querida, y que hemos utilizado en varios puentes, Juan de Austria en Valladolid de 120 m de luz [3], Puente la Reina en Navarra también de 120 m de luz [4], el primero en hormigón y el segundo en acero. Sin embargo la solución de la figura 3 (b), resulta más barata que la anterior y además se podía conservar la luz del viaducto de acceso de 43,5 m sobre el arco sin que éste estuviese mal cargado. Se conservaba así ese principio morfológico que nos gustaba mantener, el viaducto recto se apoya a la misma distancia cuando pasa por el terreno que cuando pasa por encima del arco.

El arco quedaba dividido en seis partes y decidimos hacer una directriz poligonal. El antifunicular del arco se mantiene perfectamente así, reduciéndose las flexiones que existirían en la zona entre columnas verticales si el arco fuese perfectamente curvo. El diseño es así lo más estricto, justo y mínimo (Fig. 4).

El puente está situado entre los pks 210+429,375 y 211+016,625, con una longitud total de 587,25 m. Se

trata de un puente arco de hormigón armado con tablero superior de hormigón pretensado. La luz del arco es de 261 m y la flecha en el centro 36,944 m lo que determina una relación flecha-luz de $1/6,77$, arco rebajado pero no en exceso. Se debe indicar que, a fecha de hoy, la luz resultante entre apoyos del arco hace del viaducto sobre el Embalse de Contreras el record mundial en puentes arco ferroviarios de hormigón (Fig. 5).

El arco está empotrado en dos grandes plintos, que permiten la difusión de la carga en el competente terreno mediante cimentación directa.

La sección transversal es un cajón de canto variable entre 2,8 m en clave y 3,4 m en arranques y ancho también variable entre 6,0 m en el centro del arco y 12,0 m en el empotramiento en el cimiento, anchura necesaria para resistir las grandes flexiones de eje vertical proporcionadas por la curva en planta del arco y el viento transversal. Las paredes de la viga cajón varían entre 0,6 y 1,35 m (Fig. 5).

La distribución de luces del tablero superior es de $32,625 + 12 \times 43,50 + 32,625$ m. Las pilas P-6 a P-11 se apoyan sobre la estructura del arco inferior.

El trazado en la zona del viaducto está formado por dos alineaciones circulares en planta de 4000 y 3500 m de radio y una curva de transición con un parámetro de 1973,44 m. En alzado está situado en un acuerdo parabólico con un K_v de 25000 m. En el proyecto se pensó, en principio, construir el tablero por el procedimiento de empuje por lo que se inscribió el eje del viaducto en una alineación circular de 3875 m de radio, provocándose unas excentricidades máximas entre el eje de las vías y el tablero de 0,11 m por lo que se amplió la plataforma a 14,20 m. Así mismo el eje

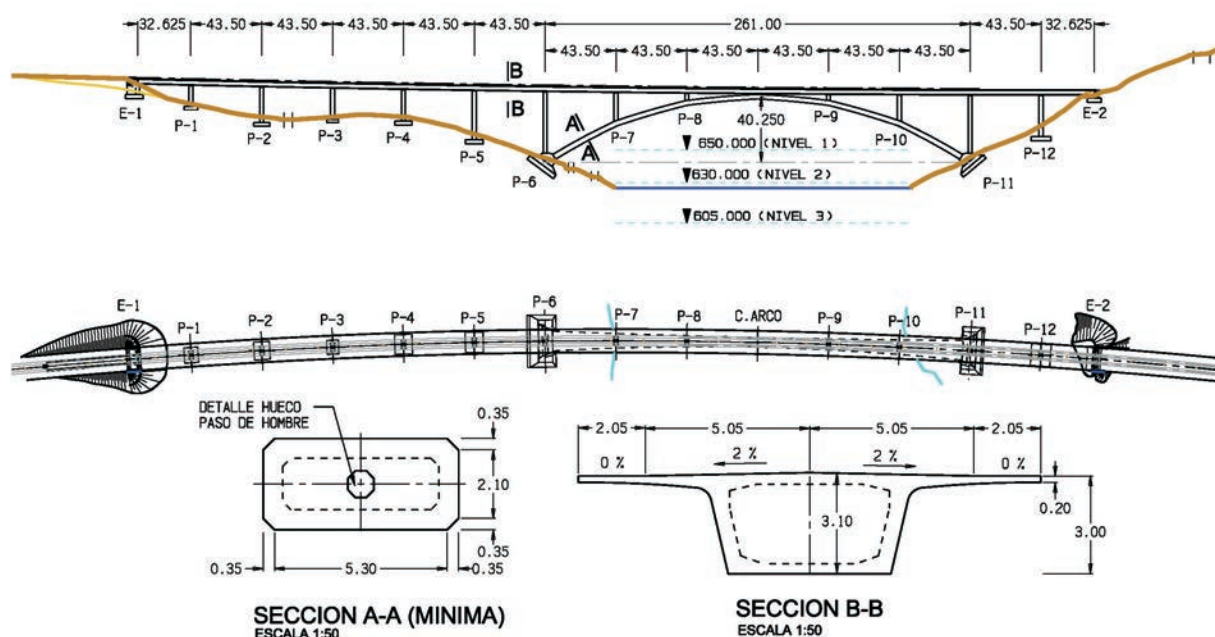


Figura 5. Alzado y sección transversal
Figure 5. Elevation and cross section

distance the straight viaduct spans on the ground is the same as that which lies over the arch.

The arch was divided in six parts and we opted for a polygonal directrix. That way the non-funicular arch is maintained while reducing the bending moments that would exist in the area between the vertical columns if the arch were perfectly curved. The design is therefore as strict, right and minimal as possible. (Fig. 4).

The bridge is located between the km points 210+429.375 and 211+016.625, and amounts to a total length of 587.25 m. This is a reinforced concrete arch bridge with an upper prestressed concrete deck. The arch span measures 261 m and the mid-span sag is 36.944 m, which determines a span-to-rise ratio of 1/6.77, thus resulting in a low rising arch although not excessively so. The fact that the span between the arch supports makes the Contreras Reservoir viaduct current holder of the world record among concrete railway arch bridges is worthy of mention. (Fig. 5).

The arch is embedded in two large plinths that allow the diffusion of the load over the affected ground by means of direct foundations.

The cross section is a box girder with a variable depth ranging from 2.8 m at mid-span to 3.4 m at the ends. The box girder width is also variable ranging from 6.0 m in the centre of the arch to 12.0 at the foundations embedding, which is the width required to resist the great bending moments of the vertical axis produced by the plan curvature of the arch and the crosswind. The box girder walls range from 0.6 to 1.35 m (Fig. 5).

The upper deck span distribution is $32.625 + 12 \times 43.50 + 32.625$ m. The piers P-6 to P-11 are supported on the lower arch structure.

The layout of the viaduct area is made of two circular plan alignments with the respective radii of 4000 and 3500 m and a transition curve with a parameter of 1973.44 m. In the elevation, the layout is situated in a parabolic transition with K_v of 25000 m. In this project we first intended to build a deck using the incremental launching procedure which is why the viaduct axis was designed within a circular alignment of a 3875 m radius, which caused maximum eccentric forces between the rail axis and the deck of 0.11 m. For this reason the platform was widened to 14.20 m. The sliding axis in the elevation was also a straight alignment, which produced drops of 1.7 m with regard to the theoretical alignment. These effects, of both the eccentric forces and drops were taken into consideration when the deck was designed.

The deck is made of a 3.00 m deep box girder (which determines a 1/14.5 span-to-rise ratio), a 5 m wide lower slab and a 6.50 m wide upper one, and a series of segments that complete the total section width of 14.20 m. The web thickness is 0.50 m. The webs are thickened over the piers until reaching a total thickness of 1.27 m to allow the anchoring of the service prestressing cables. The lower slab is 0.30 m thick.

The arch has a polygonal curved directrix in the vertical plane, which corresponds to the non-funicular of the

permanent loads. In plan the arch is drawn within the circular alignment of 3875 m radius in order to avoid eccentric forces at the points where the piers are built-in in the arch. It is made of reinforced concrete HA-70, due to the great compressive forces it must endure.

The variable height of the piers ranges from 3.53 to 35.38 m. All the piers are generated by one basic pier which has a rectangular box-girder cross section of a 2.60 m constant width and a variable depth ranging from 5.20 m on the upper edge, 3.20 m at the "waist" situated 5 m away from the upper edge, and a widening towards the base.

3. STRUCTURAL ANALYSIS

3.1. Structural Model

A 3d bar model was carried out (408 bars and 388 knots) that includes all the principal structural elements of the viaduct: deck, bearings, piers, abutments, and the corresponding bonds. This model includes the fundamental geometrical characteristics of the layout which have structural impact, the radius of the plan curvature, separation and orientation of the supports and piers. The mechanical properties of the deck, joints and bearings correspond to that of a linear elastic behaviour of the materials. The fact that there is only one expansion joint on one abutment makes it even more necessary to have an integrated model of the whole bridge.

The method of elastic linear stiffness was applied in the analysis, using a modellable 2d and 3d static and dynamic structure analysis program with bars, to obtain displacements, forces in the elements and the reactions of the supports. To model the foundations, elastic behaviour of the ground was taken into account to obtain the foundations' tridimensional stiffness matrix.

The non-linear geometrical effects may originate from different sources. The non-linear effect on the axial stiffness due to the sag of the cables' catenary during construction is introduced through the Ernst modulus with respect to the permanent load situation. The non-linear geometrical effect of the rotation of the cables was taken into account with the geometrical stiffness matrix with respect to their permanent load. The P- Δ effects in the piers and arch were also taken into account with the same geometrical stiffness matrix with respect to their permanent load.

Since all non-linear effects are made linear by the geometrical stiffness matrix, they can be added and combined to obtain the envelopes of all forces and displacements in each section. In this way, maximum effects in all sections can be found effectively.

Moreover, for the most critical cases, a complete non-linear analysis was carried out in ELU for factorized wind and traffic loads, taking into account the geometrical matrix of all the elements of the bridge, as well as the non-linearity coming from the arch cracking.

de deslizamiento en alzado era una alineación recta produciéndose unos descensos sobre la alineación teórica de 1,7 m. Estos efectos, tanto de excentricidades como de descensos se tuvieron en cuenta en el cálculo del tablero.

El tablero está formado por una viga en sección cajón de 3,00 m de canto (lo que supone una relación canto/luz de 1/14,5), una losa inferior de 5 m de ancho y superior de 6,50 m y unos voladizos que completan la anchura total de la sección de 14,20 m. El espesor de las almas es 0,50 m. Éstas se regruesan sobre las pilas hasta un espesor total de 1,27 m para permitir el anclaje de los cables del pretensado de servicio. La losa inferior tiene un espesor de 0,30 m.

El arco tiene una directriz poligonal curvilínea en el plano vertical, correspondiente al antifunicular de las cargas permanentes. Está inscrito en planta en la alineación circular de radio 3875 m para evitar excentricidades en el empotramiento de las pilas sobre el mismo. El arco es de hormigón armado HA-70, debido a las grandes compresiones a soportar.

Las pilas tienen una altura variable entre 3,53 y 35,38 m. Todas ellas están generadas por una pila básica de sección cajón rectangular de 2,60 m de ancho constante y canto variable entre 5,20 m en la parte superior, 3,20 m en la "cintura" situada a 5 m de la parte superior y un ensanchamiento hacia la base.

3. CÁLCULOS ESTRUCTURALES

3.1. Modelo estructural

Se ha realizado un modelo de barras tridimensional (408 barras y 388 nudos) que incluye todos los elementos estructurales principales del viaducto: tablero, aparatos de apoyo, pilas y estribos con las vinculaciones adecuadas. En este modelo se han incluido las características geométricas fundamentales del trazado que tienen repercusión estructural, radio de curvatura en planta, separación y orientación de los apoyos y pilas. Las características mecánicas del tablero, juntas y aparatos de apoyo corresponden a las de un comportamiento elástico lineal de los materiales. El hecho de que sólo haya una junta de dilatación en un estribo, hace más necesario un modelo integrado del puente completo.

Para los cálculos ha sido utilizado el método de rigidez elástico lineal, con un programa de cálculo estático y dinámico de estructuras 2d y 3d modelizables con barras, para obtener desplazamientos, fuerzas en los elementos y reacciones de los apoyos. Para modelizar las cimentaciones, se ha considerado un comportamiento elástico del terreno para obtener una matriz de rigidez tridimensional en los mismos.

Los efectos no lineales geométricos pueden venir de diferentes orígenes. El efecto no lineal en la rigidez

axial debido a la flecha de la catenaria de los cables, durante la construcción, es introducido a través del módulo de Ernst con respecto a la situación de carga permanente. El efecto no lineal geométrico de la rotación de los cables ha sido tenido en cuenta con la matriz de rigidez geométrica con referencia a su carga permanente. Los efectos $P-\Delta$ en pilas y arco también se han tenido en cuenta con la misma matriz de rigidez geométrica con referencia a su carga permanente.

Como todos los efectos no-lineales son linealizados con la matriz de rigidez geométrica, pueden ser sumados y combinados para obtener las envolventes de esfuerzos y desplazamientos en cada sección. De esta manera, se pueden encontrar los máximos efectos en todas las secciones de manera efectiva.

Además, para los casos más críticos se ha hecho un cálculo completo no lineal en ELU para las cargas de viento y de tráfico mayoradas, teniendo en cuenta la matriz geométrica de todos los elementos del puente, así como lo no linealidad proveniente de la fisuración del arco.

3.2. Acciones consideradas

En el modelo se ha realizado el estudio de las acciones de forma conjunta para todos los elementos mencionados:

- Acciones permanentes: incluyendo las excentricidades de cargas que puedan existir.
- Acciones reológicas de fluencia y retracción: Estas acciones se han evaluado mediante un cálculo paso a paso de los efectos diferidos, teniendo en cuenta las fases de construcción del puente y las distintas edades del hormigón.
- Acciones derivadas de las fuerzas de rozamiento en los aparatos de teflón.
- Acciones térmicas: temperatura uniforme y gradiente de temperatura.
- Acciones de viento: introduciendo un modelo del terreno se han incluido las fuerzas actuantes en las diferentes direcciones y elementos en función de su coeficiente de forma aerodinámica y distancia respecto al terreno natural.
- Acciones de sobrecarga de uso: se han considerado las hipótesis simples que producen los efectos más desfavorables en el tablero y pilas conforme a los modelos de carga de la instrucción IPF-75 y el Eurocódigo EC-1 (Parte 3) tanto en la vía como en los paseos. Para la determinación correcta del coeficiente de impacto se ha realizado un análisis modal de la estructura calculando el periodo del primer modo de vibración vertical de la misma. En las diferentes hipótesis simples se han considerado tanto las acciones verticales como las horizontales

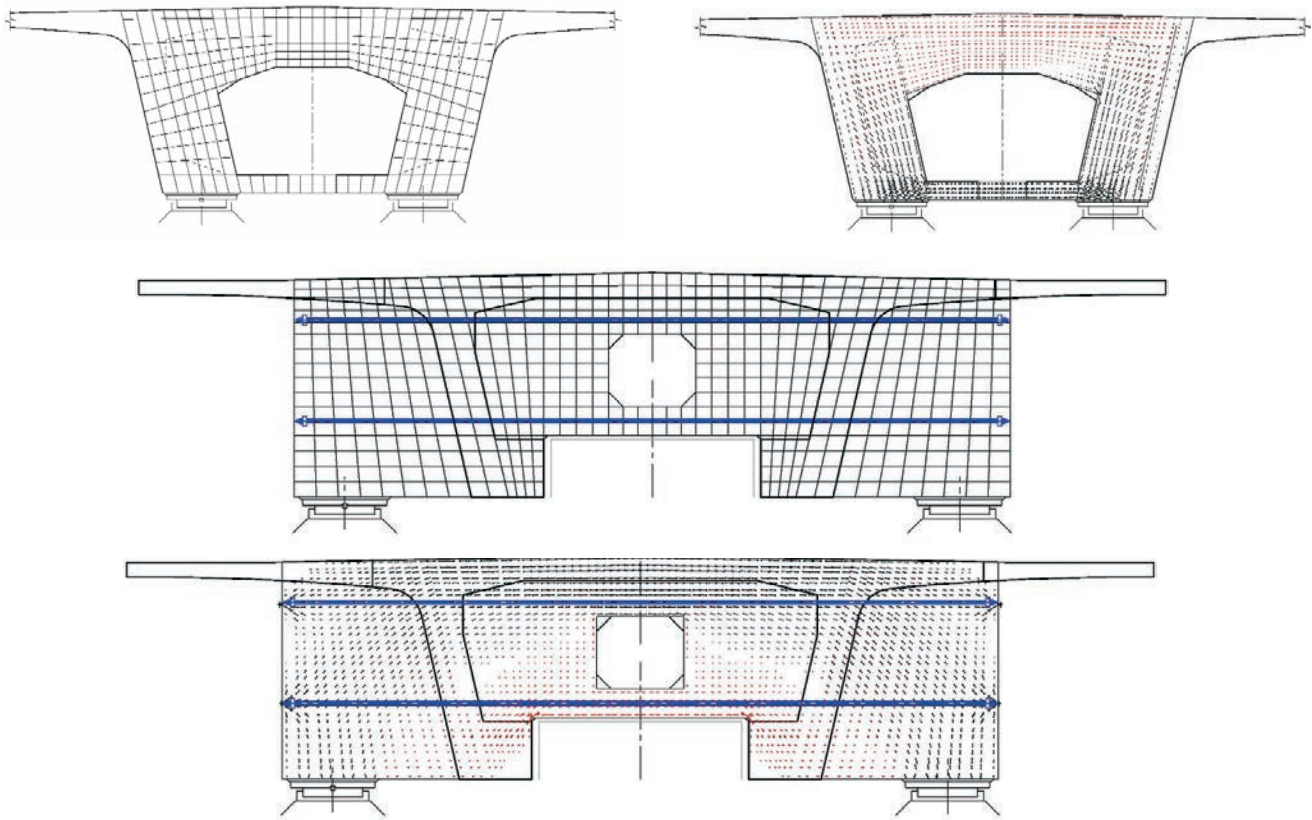


Figura 6 Cálculo de las riostras del puente por elementos finitos
Figure 6. Finite element analysis of the bridge bracings

3.2. Actions considered

The joint study of the actions for all the above mentioned elements was carried out in the model:

- **Permanent actions:** including the load eccentricities that may occur.
- **Rheological actions of creep and shrinkage:** These actions were evaluated by means of a step-by-step analysis of the deferred effects, taking into account the bridge construction stages and the different ages of the concrete.
- **Actions originated from the friction forces of the Teflon devices.**
- **Thermal actions:** even temperature and temperature gradient.
- **Wind actions:** introducing a model of the location ground, the forces acting in all the different directions and elements in virtue of their aerodynamic shape coefficient and the distance from the natural ground were included.
- **Service live load actions:** simple hypotheses producing the most adverse effects on the deck and piers were considered according to the instruction load models IPF-75 and the Eurocode EC-1 (Part 3) both on the rail tracks and the footways. With the aim of correctly determining the impact coefficient, a modal analysis of the structure was carried out, calculating the period of its first mode of vertical vibration. In the different simple hypotheses,

both vertical and horizontal actions due to the centrifugal force acting simultaneously were considered. In order to contemplate the effects which, although not adverse in the deck may be so in the piers, supports and foundations, hypotheses of maximum and minimum vertical loads as well as horizontal actions due to braking and start-up were taken into consideration.

3.3. Deck design

The analysis of the deck is carried out in 2 stages. The first stage consists of general examination of the deck, called longitudinal analysis. This stage verifies the state of normal stresses produced by axial forces and bending moments, and the state of shear stresses produced by shear and torsional forces. With stress envelopes in service and construction situations, dimensioning and testing of the active and passive longitudinal and transverse reinforcement is carried out.

The second stage of deck testing, called transverse analysis, determines the complementary passive reinforcements to be placed in order to resist the local bending moments of the deck slabs. New hypotheses of loads, taking into account local effects and accidental actions are contemplated in this stage.

A bi-dimensional finite element model is carried out to dimension the bracings of the piers and abutments, which makes it possible to obtain both the quantity and the distribution of the reinforcement in these diaphragms (Fig. 6).

debidas a la fuerza centrífuga que actúan de forma simultánea. Con el fin de contemplar efectos que, sin ser más desfavorables para el tablero pueden serlo para las pilas, apoyos y cimientos, se han contemplado las hipótesis de carga máxima y mínima vertical así como las acciones horizontales debidas al frenado y arranque.

3.3. Cálculo del tablero

El cálculo del tablero se realiza en 2 fases. En la primera se realiza la comprobación general del mismo, denominada cálculo longitudinal. En esta fase se verifica el estado de tensiones normales provocado por los esfuerzos axiales y momentos flectores y el estado de tensiones tangenciales producidas por los esfuerzos cortantes y de torsión. Con las envolventes de esfuerzos en situación de servicio y construcción se realiza el dimensionamiento y comprobación de la armadura activa y pasiva longitudinal y transversal.

En la segunda fase de comprobación del tablero, denominado cálculo transversal, se determinan las armaduras pasivas complementarias a disponer para resistir las flexiones locales de las losas del tablero. En esta fase se contemplan nuevas hipótesis de cargas que tienen en cuenta los efectos locales y las acciones accidentales de descarrilamiento.

Para el dimensionamiento de las riostras de pilas y estribos se realiza un modelo de elementos finitos bidimensional que permite obtener tanto la cuantía como la distribución de la armadura en dichos diafragmas (Fig. 6).

La verificación de los aparatos de apoyo se realiza con las hipótesis de máxima carga vertical, horizontal y estableciendo los movimientos máximos en cada dirección debidos a las deformaciones impuestas de temperatura, fluencia y retracción. Para el cálculo de las pilas se han realizado las comprobaciones en ELU tanto de los fustes como de las cabezas. El dimensionamiento de los estribos se ha realizado contemplando las acciones horizontales provenientes del tablero y del empuje de tierras así como las verticales del propio tablero.

3.4. Resultados

En la Fig. 7 se representan los esfuerzos de peso propio y carga muerta en términos de axiles, momentos fle-

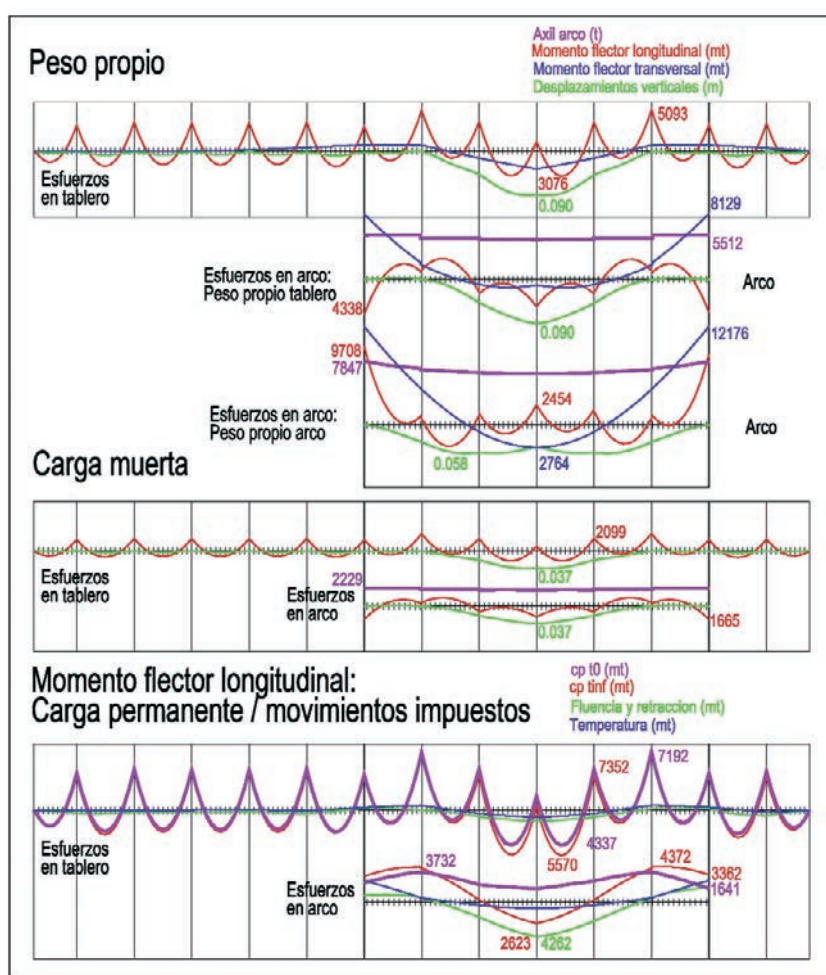


Figura 7 Esfuerzos de carga permanente y movimientos impuestos
Figure 7. Continuous load forces and imposed movements

tores de eje horizontal y vertical así como las flechas producidas. Además, se representan los esfuerzos de carga permanente comparándolos con los debidos a la fluencia, a la retracción y a la temperatura:

- Las flechas alcanzan los 15 cm si se hubiese construido el arco de una vez sobre cimbra.
- Queda reflejada la gran importancia de las flexiones de eje vertical en el arco debido a la curvatura, $R=3875$ m, en planta del tablero y el arco.

En la Fig. 8 aparecen los esfuerzos máximos y mínimos en arco y tablero bajo las sobrecargas de tráfico y de viento transversal:

- Los momentos máximos y mínimos del dintel en la zona situada sobre el arco llegan a tener una amplitud del orden del doble de los correspondientes al mismo dintel con la misma luz pero apoyado sobre el terreno sin los efectos producidos por las deformaciones verticales del arco.

Los esfuerzos son moderados a lo largo del arco salvo los correspondientes a los empotramientos en arranques que exigen hormigón de 70 N/mm^2 y una fuerte cuantía de armaduras

Testing of the bearings is carried out in line with the hypothesis of maximum vertical and horizontal loads and establishing the greatest possible movements due to the strain produced by temperature, creep and shrinkage in each direction. Pier analysis is carried out applying tests in ELU at both pier shaft and head. Dimensioning of the abutments is carried out taking into account horizontal actions coming both from the deck and the active soil pressure as well as vertical ones inherent to the deck itself.

3.4. Results

Fig. 7 represents self-weight forces and dead load in terms of axial forces, bending moments in the horizontal and vertical axes as well as deflections produced. It also shows continuous load forces compared to those due to creep, shrinkage and temperature:

- Sag reaches 15 cm if the arch is built in one go on a centering.
- The great importance of the vertical axis bending moments is shown, due to the plan curvature, $R=3\,875\text{ m}$, of the deck and the arch.

Fig. 8 shows the minimum and maximum forces in the arch and deck under the superimposed live loads of traffic and crosswind.

- The maximum and minimum bending moments of the deck in the area situated over the arch end up having a magnitude in the order of twice as large as that corresponding to a deck with the same span but supported on the ground instead, and lacking the effects produced by the vertical deformations of the arch.

Forces are moderated along the arch, except those corresponding to the embeddings in the abutments that require 70 N/mm^2 concrete and a large amount of reinforcement.

3.5. Studies to establish the arch directrix

The arch directrix was obtained taking into account the non-funicular of all continuous loads and not only the dead load of the arch itself. This includes self-weight of the arch and the deck, dead load and the prestressing on the deck. In the non-funicular analysis in order to proceed in the above described manner, significant puncture loads were introduced on the arch, coming from the piers supported on the arch. As a result of these loads the following effects are obtained:

- The arch directrix tends to be polygonal.

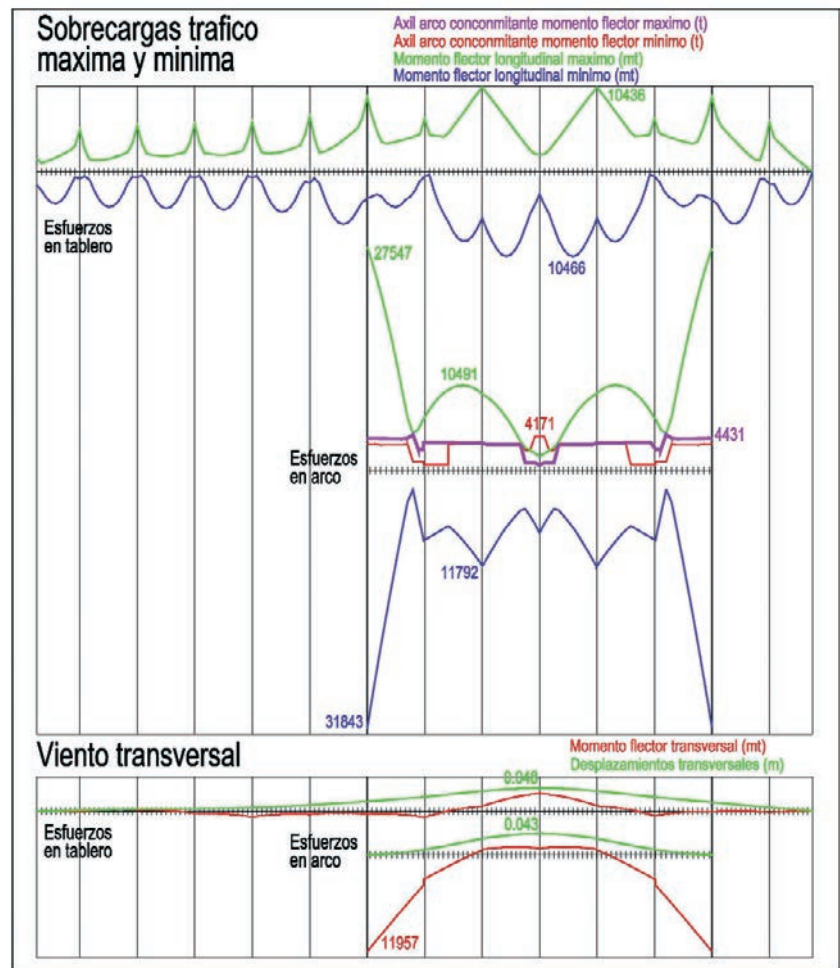


Figura 8. Esfuerzos por sobrecargas: tráfico y viento
Figure 8. Live load forces: traffic and wind

- The effect of loads uniformly distributed on the deck provokes a positive bending moment in the spring of the arch. This is due to the fact that the shape of the arch adopts a disposition that tends to slightly pull towards the frame instead of the two-hinged girder.
- Consequently, the non-symmetrical traffic live loads, decisive for the forces in the arch, provoke greater positive than negative forces in the arch springs.

Due to the elastic shortening of the arch, which produces positive moments at the springs and negative ones at the key, a zero bending moments principle cannot be directly obtained. To offset this fact we studied the following possibilities:

1. Leaving as the principle of continuous load the one provoked by the elastic shortening.
2. Tensioning the last stay in excess to offset the negative bending moment provoked by the elastic shortening of the arch.
3. Unloading the stays used for the construction by incremental launching at the key, using jacks to tension the arch. The axial forces used can only be those provoked by the arch dead load. This is why, finally, only a rather flat principle of bending moments can be achieved, although it is entirely displaced from the source.

3.5. Estudios para establecer la directriz del arco

Se ha obtenido la directriz del arco considerando el antifunicular de todas las cargas permanentes y no solo el peso propio del arco, esto es, peso propio del arco y del tablero, carga muerta y pretensado sobre el tablero. Al calcular el antifunicular, para proceder de esta manera se introducen en el arco unas cargas puntuales muy importantes que provienen de las pilas apoyadas en el arco. Estas cargas provocan:

- La directriz del arco tiende a una poligonal.
- El efecto de las cargas uniformemente distribuidas en el tablero provoca un momento positivo en arranque del arco. Esto es debido a que la forma del arco adopta una disposición tirando un poco hacia el pórtico en vez de hacia la viga biempotrada.
- Como consecuencia de esto, las sobrecargas de tráfico no simétricas, que son las determinantes para los esfuerzos en el arco, provocan en arranques mayores esfuerzos positivos que negativos.

Debido al acortamiento elástico del arco no es posible obtener directamente una ley de momentos flectores nula, provocando momentos negativos en arranque y positivos en clave. Las posibilidades analizadas para compensar este hecho son:

1. Dejar como ley de carga permanente la provocada por el acortamiento elástico.
2. Tesar el último tirante en exceso para compensar el momento negativo provocado por el acortamiento elástico del arco.
3. Soltar los tirantes utilizados para la construcción con un empuje en clave mediante gatos que pongan en carga el arco. El axil empleado solo puede ser el provocado por el peso propio del arco, por lo que finalmente solo se puede conseguir una ley de flectores bastante plana, pero toda desplazada del origen.
4. Para compensar el desplazamiento de la ley de flectores provocado por la ley anterior, se puede aplicar el empuje en clave mediante gatos de manera excéntrica.

De todos modos, a tiempo inicial la ley de momentos flectores provocada por el acortamiento elástico compensa el desequilibrio de los esfuerzos provocados por las sobrecargas de tráfico no simétricas, a falta del análisis del comportamiento reológico del hormigón.

3.6. Estudios diferidos del hormigón

Para el cálculo paso a paso se analizan tres fases, la

puesta en carga del peso propio del arco, la puesta en carga del peso propio del tablero y la colocación de la carga muerta. Se desprecia la fluencia durante la construcción del arco, ya que sólo influirá en el proceso constructivo, y por lo tanto es objeto de un análisis particular durante el mismo. Lo que sí se considera en el análisis es la edad del hormigón de cada dovela del arco (Fig. 9).

Para analizar mejor los efectos diferidos, se puede separar el efecto de la retracción y de la fluencia por axil por un lado y de la fluencia por los momentos flectores de carga permanente por otro.

El efecto de la fluencia por carga axil permanente y de la retracción es homotético y similar al provocado por un acortamiento elástico del arco; esto es, momentos flectores negativos en arranques y momentos flectores positivos en clave. Sin embargo, el efecto de una ley de momentos de carga permanente como la de la figura 7 es opuesto, provoca momentos flectores positivos en arranques y negativos en clave. Por ello, la fluencia provoca en los arranques del arco unos efectos muy reducidos debido precisamente a la ley de momentos flectores de carga permanente inicial del arco. En otras palabras, si no hubiese esa ley a tiempo inicial, debido al comportamiento diferido del hormigón aparecerían momentos negativos en arranques y positivos en clave demasiado grandes.

Respecto a la opción 4 del punto anterior, el efecto diferido del empuje en clave con excentricidad anula en 2/3 partes el momento obtenido a tiempo inicial. Esto coincide con el análisis con el modelo de Dischinger de una acción instantánea, según la cual $M_f = M_0 * e^{-\phi}$, siendo M_f el efecto final y ϕ el coeficiente de fluencia, con un $\Phi=1,1$. Este coeficiente bajo coincide con el hecho de que la edad media del hormigón del arco cuando entra en carga al cerrarlo es de unos 120 días.

La conclusión es que en este caso no es perjudicial una ley de momentos flectores de carga permanente, provocada por el acortamiento axil del arco, puesto que ayuda a compensar el desequilibrio entre máximos momentos flectores positivos y negativos de los arranques del arco y reduce los efectos diferidos de fluencia y retracción del hormigón en arranques. Entre las opciones 3 y 4, ésta última tiene un efecto beneficioso ya que ayuda a igualar los momentos positivos y negativos en arranque del arco, aunque la fluencia anule gran parte de su efecto y no merezca la pena su aplicación.

Esta compensación del desequilibrio de momentos positivos y negativos en el arranque del arco, junto con el empleo de una directriz antifunicular poligonal, minimiza tanto el momento máximo como los requerimientos de armadura y hormigón, dando un armado simétrico de la sección del arco.

4. In order to offset the displacements due to the principle of bending moments provoked by the previous principle, thrust at the key can be applied by installing the jacks eccentrically.

In any case, and bearing in mind that in this initial stage the analysis of rheological behaviour of the concrete is yet to be performed, the principle of bending moments provoked by elastic shortening offsets the unbalance of the forces provoked by non-symmetrical traffic live loads.

3.6. Long-term analysis of the concrete

The stages chosen for the step-by-step analysis are: loading of the arch self-weight, loading of the deck self-weight and placing of the dead load. During arch construction creep is ignored, since it will only affect the construction process, and is therefore the object of a specific analysis during the process itself. On the other hand, the analysis of the concrete age is taken into particular account in each arch segment (Fig. 9).

In order to better analyse the long-term effects, we can separate the effect of shrinkage and that of creep due to axial force, on the one hand, and the effect of creep due to bending moments of the continuous load, on the other.

The effect of creep due to continuous axial load and due to creep is homothetic and similar to that produced by an elastic shortening of the arch.

This implies negative bending moments at the arch springs and positive ones at the key. However, the effect of the bending moments of continuous load as that shown in Figure 7 is the opposite. It produces positive bending moments at the springs and negative ones at the key. For this reason, creep provokes quite reduced effects at the arch springs, precisely due to the bending moments of the initial continuous load of the arch. In other words, if there were no such principle at the start, due to the deferred behaviour of the concrete, unduly large negative moments would appear at the springs and positive ones at the key.

Regarding option 4 of the previous point, the deferred effect of the eccentric thrust at the key cancels 2/3 parts of the bending moments obtained at the start. This is congruent with the analysis using Dischinger model of a split second action, according to which $M_f = M_0 * e^{-\phi}$, M_f being the final effect and ϕ the creep coefficient with $\Phi=1.1$. Such a low coefficient is consistent with the fact that the average age

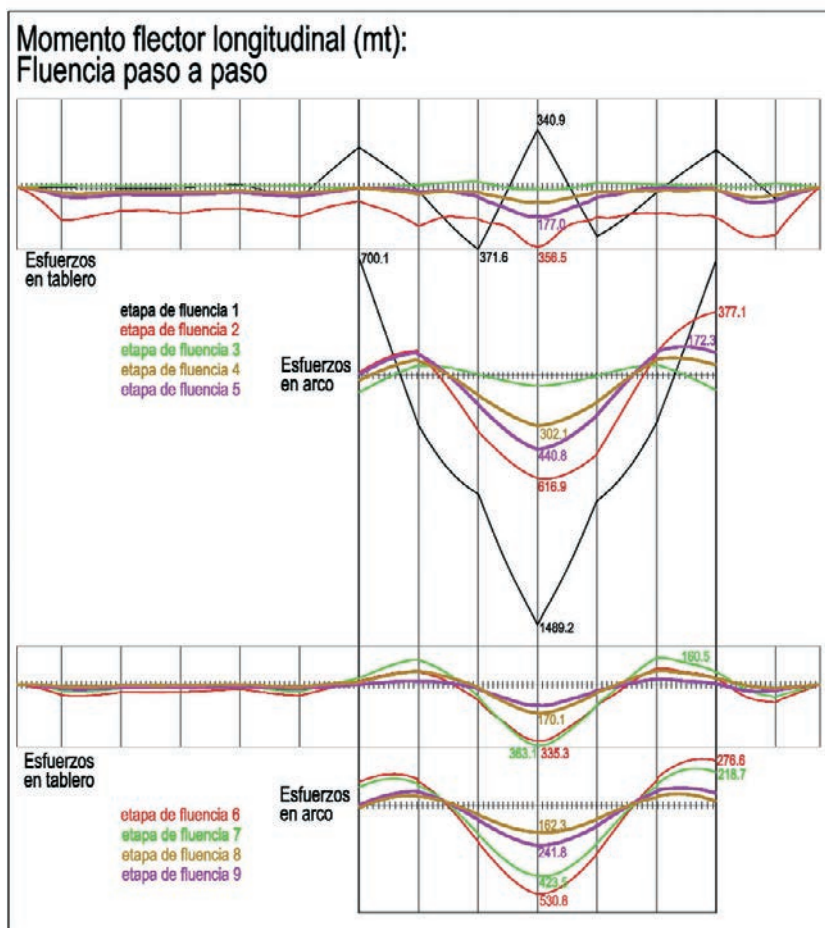


Figura 9. Resultados del cálculo de fluencia paso a paso
Figure 9. Results of the step-by-step creep analysis

of the arch concrete is of approximately 120 days at the moment of loading the arch in order to connect it.

The conclusion to be drawn is that in this case a principle of bending moments of the continuous load provoked by the axial shortening of the arch is not harmful, since it helps offset the unbalance between the maximum positive and negative bending moments of the springs of the arch and reduces the deferred effects of creep and shrinkage of the concrete at the springs. Between option 3 and 4 it is the latter that has a beneficial effect since it helps even out the positive and negative moments in the spring of the arch, although creep cancels a large portion of its effect rendering its application needless.

The offset of the unbalance between positive and negative moments in the spring of the arch, together with the use of a polygonal non-funicular directrix, minimises both the maximum moments and the requirements for the reinforcement and concrete, producing a symmetrical reinforcing of the arch cross-section.

3.7. Non-linear analysis

The hypotheses verified for this analysis are:

1. Maximum live load on both tracks, loading the entire deck on the arch.

3.7. Análisis no lineal

Para este análisis las hipótesis comprobadas son:

1. Máxima sobrecarga en las 2 vías, cargando todo el tablero sobre el arco.
2. Máxima sobrecarga en las 2 vías, cargando la mitad del tablero sobre el arco.
3. Igual que el primer caso pero con carga sólo en 1 vía.

A la hora de evaluar los efectos transversales, se comprueba que la comprobación 1 provoca momentos transversales mayores. Esto quiere decir que el efecto de la curvatura del arco es más importante que la carga descentrada. Sin embargo, el caso 3 provoca en el arco momentos torsores mayores.

Se ha realizado una comparación del funcionamiento de la estructura en las siguientes hipótesis:

- Comportamiento totalmente lineal
- Comportamiento totalmente lineal, con matriz geométrica de cargas permanentes
- Comportamiento no lineal, con matriz geométrica correspondiente a las sobrecargas consideradas.
- Comportamiento no lineal, con matriz geométrica correspondiente a las sobrecargas consideradas y fisuración de las secciones del arco. Para la fisuración de eje horizontal se ha realizado el cálculo con la hipótesis 2, y para la fisuración de eje vertical con las hipótesis 1 y 3. Para considerar la posible concomitancia de la fisuración de eje vertical y de eje horizontal, para la primera solo se considera la armadura de las almas, y para la segunda la de la losa superior e inferior.

La matriz geométrica de cargas permanentes influye bastante en el comportamiento; hace un mecanismo resistente peor, lo que se traduce en un incremento de las cargas en el tablero y en el arco. La matriz geométrica de cargas mayoradas, obtenida mediante iteración, no varía mucho el comportamiento respecto al punto anterior. Como conclusión, se consiguen resultados lo suficientemente precisos con el cálculo totalmente lineal con la matriz geométrica de cargas permanentes, validando los cálculos realizados para el comportamiento general del puente (Fig. 10).

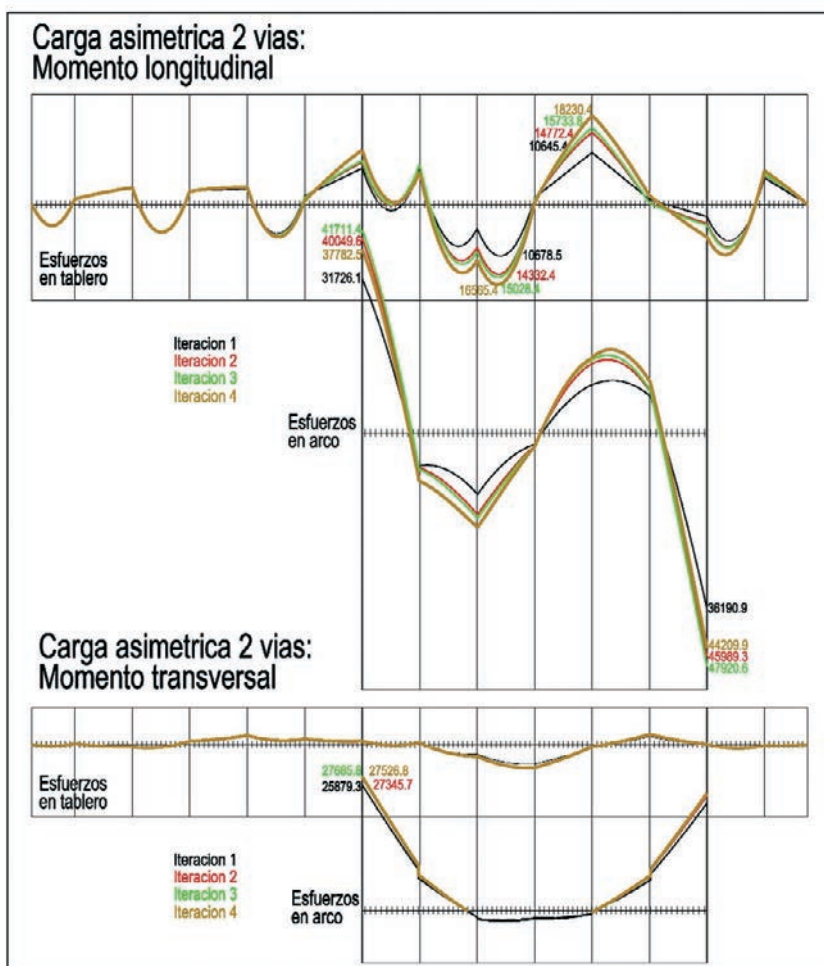


Figura 10. Resultados del cálculo no lineal para carga sobre el tablero asimétrica en las 2 vías

Figure 10. Results of the non-linear analysis of the asymmetric load on the deck over both rail tracks

La fisuración de eje horizontal descarga los arranques del arco, carga los riñones y el tablero. Es decir, pierde carga la parte de la estructura más solicitada y se la pasa a otras zonas más descargadas. En la primera iteración se produce un incremento del momento longitudinal de sobrecargas en el tablero de un 17%. En las iteraciones siguientes ya prácticamente no varía este momento. Lo que está pasando es que la fisuración del arco pasa carga del arco al tablero en la primera iteración. Las siguientes iteraciones ya solo cambian carga entre el arranque y los riñones del arco, pero no al tablero. Ni la hipótesis 1 ni la 3 provocan fisuración del arco de eje vertical.

3.8. Armadura

En los arranques hacen falta 4 capas de armadura de $\phi 25$ a 0,10 m arriba y abajo (Fig. 11), pero esta capa disminuye rápidamente. Ya en la tercera sección (a 7 m de los arranques) hacen falta 3 capas arriba y 2,5 abajo.

La armadura de torsión depende fundamentalmente del vano del arco. En el primer vano da una armadura longitudinal importante. Calculando el arco a rotura

2. Maximum live load on both tracks, loading half the deck on the arch.
3. Same as the first case only loading just on one track.

When evaluating the transverse effects, we verified that the case 1 provoked greater transverse moments. This means that the arch curvature is more important than the decentered load. Case 3, however, produced greater twisting moments in the arch.

A structure functioning comparison was carried out based on the following hypotheses:

- Complete linear behaviour
- Complete linear behaviour, with geometrical matrix of continuous loads.
- Non-linear behaviour, with geometrical matrix corresponding to live loads considered.
- Non-linear behaviour, with geometrical matrix corresponding to live loads considered and cracking of the arch segments. For the cracking of the horizontal axis, we carried out an analysis applying the hypothesis 2, while for the cracking of the vertical axis we analysed hypotheses 1 and 3. To consider the possible concomitance of the horizontal and vertical axes cracking, in the hypothesis 1 we only took into account the reinforcement of the webs, and in the hypothesis 2, the reinforcement of the upper and lower slabs. The geometrical matrix of continuous loads considerably affects the behaviour. It worsens the strength mechanism, which results in an increase of loads on the deck and the arch. The behaviour of the geometrical matrix of factored loads obtained through iteration does not vary greatly in comparison with the previous point. In conclusion, the results obtained through a wholly linear analysis with the geometrical matrix of continuous loads are sufficiently precise, thus validating the analysis carried out for the general behaviour of the bridge (Fig. 10).

The cracking of the horizontal axis unloads the springs of the arch while it loads the haunches and the deck. In other words, it is the most stressed part of the structure that loses load and transfers it to other less loaded areas. In the first iteration there is a 17% increase of the longitudinal moment of the live loads on the deck. In the following iterations this moment practically does not vary at all. What actually happens is that load is transferred from the arch to the deck by the arch cracking in the first iteration. The following iteration only transfers the load between the spring and the haunches of the arch but not to the deck. Neither hypothesis 1 nor 3 provoke cracking of the arch vertical axis.

3.8. Reinforcement

4 layers of $\phi 25$ reinforcement are required in the springs of the arch 0.10m above and below (Fig. 11). However, this number of layers soon decreases. Already in the third segment (7 meters away from the springs) 3 layers are required above and 2.5 below.

Torsional reinforcement depends basically on the arch span. In the first span, there is significant longitudinal reinforcement. Analysing the arch for vertical bending failure with simultaneous maximum twisting forces, we verified that the arch would not require bending reinforcement since the axial force remained in the central nucleus of the segment in all cases. Therefore, in order to obtain the actual reinforcement, the envelope is placed between the reinforcement required due to maximum bending and maximum twisting. Bending reinforcement is always larger than the twisting one except in the vicinity of the support of the first pier on the arch. At this point there is a drop in the ultimate longitudinal moments. We therefore decided to place a minimum reinforcement in the whole perimeter of the first span of a $\phi 25$ layer at 0.10, along the next 18 m a minimum $\phi 25$ layer at 0.20 + $\phi 25$ at 0.40 and $\phi 25$ at 0.20 in the rest of the bridge.

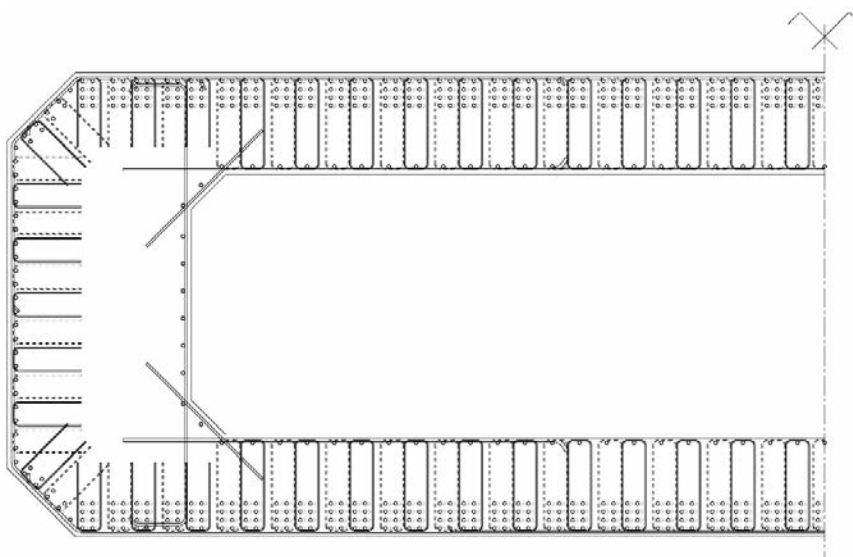


Figura 11. Armadura en arranques del arco
Figure 11. Reinforcement at the arch springs

por flexión vertical con los esfuerzos concomitantes a la torsión máxima se comprueba que el arco no necesitaría armadura para la flexión ya que el axil queda en el núcleo central de la sección en todos los casos. Por tanto, para obtener la armadura real, se hace la envolvente entre la armadura necesaria por flexión máxima y por torsión máxima. Siempre es mayor la armadura por flexión que la de torsión excepto en las proximidades del apoyo de la primera pila en el arco. Ahí se produce una bajada de momentos últimos longitudinales. Por tanto se decide poner en el primer vano una armadura mínima en todo el perímetro de una capa de $\phi 25$ a 0,10, en los siguientes 18 m una mínima de una capa de $\phi 25$ a 0,20 + $\phi 25$ a 0,40 y en el resto del puente $\phi 25$ a 0,20.

3.9. Cálculo dinámico

Se ha realizado un cálculo dinámico completo con todos los trenes HSLM y el Talgo AV. El número de modos ha sido de 150, incluyendo todos los de frecuencia de vibración menor de 30 Hz. El rango de velocidades ha variado entre 120 a 420 km/h con un $\Delta v = 5$ km/h. El amortiguamiento modal ha sido $\xi = 2\%$ para todos los modos. También se ha hecho el cálculo para la velocidad cuasiestática de 20 km/h. El paso de tiempo ha sido de $\Delta t = 0,03$ segundos, controlando el centro de vano y apoyo del primer vano, del vano intermedio del arco y del último vano, circulando los trenes del estribo E1 al estribo E2 por la vía más cercana a la presa del embalse.

Se han obtenido un resumen de coeficientes de impacto, las envolventes para todos los trenes y todas las velocidades en los puntos indicados y las historias temporales de los puntos más críticos.

Las conclusiones del análisis han sido que el comportamiento dinámico del puente bajo trenes reales a alta velocidad no resulta determinante; las aceleraciones máximas son siempre menores del límite establecido en la norma de $3,5 \text{ m/s}^2$ y el coeficiente de impacto resultante de dividir los resultados máximos obtenidos con el tren tipo de la UIC y los obtenidos con los trenes reales a altas velocidades no superan en ningún caso el coeficiente de impacto utilizado para el tren tipo de la UIC.

En la Fig. 12 se incluyen los desplazamientos máximos del dintel en milímetros en el vano central del arco, en clave. Se observa una remontada de los desplazamientos verticales cuando el tren se acerca a los 345 Km/h para los trenes Talgo AV y HSLM-A-09.

4. PROCESO CONSTRUCTIVO

Se hicieron varios tanteos previos para el proceso constructivo, entre ellos triangular los trapecios resultantes entre las pilas y el arco y el dintel (Fig. 13).

Esta solución, clásica e intuitivamente lógica, consiste en conformar una celosía durante el proceso. En ella, el

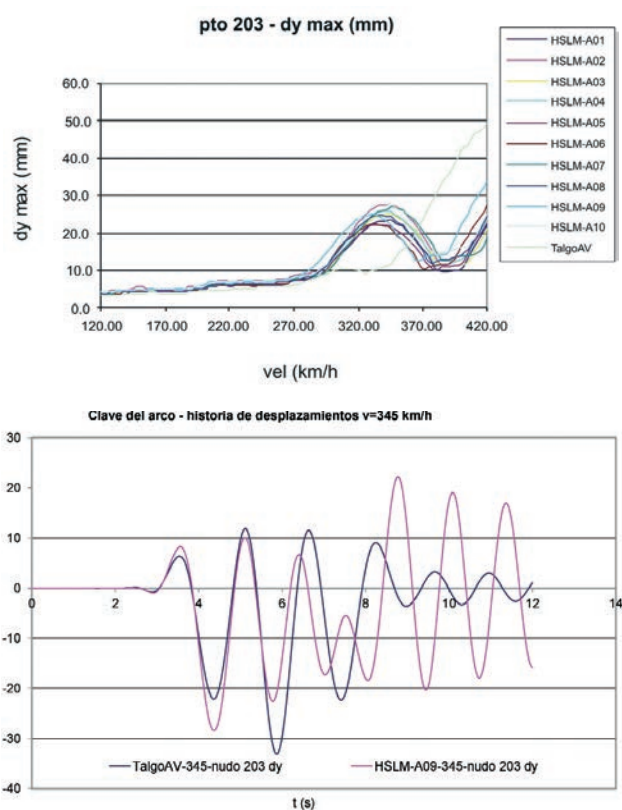


Figura 12. Resultados del cálculo dinámico en la clave del arco
Figure 12. Results of the dynamic analysis at the arch key

arco ejerce de cordón inferior de compresión, el tablero de cordón superior de tracción y las pilas sobre arco de montantes. Unos elementos provisionales harían las veces de diagonales, solicitadas a tracción.

El primer problema conceptual de este proceso constructivo se encuentra al emplear un elemento de hormigón como es el tablero, como tirante de la celosía. No obstante, al tratarse de un elemento pretensado, esta solución podría llegar a ser conveniente en el caso de que la tracción durante el proceso pudiera ser resistida con un moderado aumento del pretensado requerido para la situación de servicio.

Al realizar el cálculo correspondiente esta solución resultó claramente penalizada desde el punto de vista económico. La importante longitud volada en cada semiarco conllevaba una gran tracción a resolver en el tablero, siendo necesaria una gran cuantía de pretensado de proceso. El coste adicional de dicho pretensado, así como la dificultad de su disposición hace que este procedimiento resulte más caro que otros que incluso requieran medios auxiliares adicionales. Es por lo tanto un sistema constructivo menos económico para arcos de grandes luces como el presente, aunque perfectamente competitivo para arcos más pequeños [5] y [6].

El proceso constructivo finalmente elegido en el proyecto, para este puente y dada su situación respecto al agua del embalse y el terreno, fue el avance en voladizos sucesivos atirantados de dos semiarcos empotrados en su cimentación (Fig. 14)

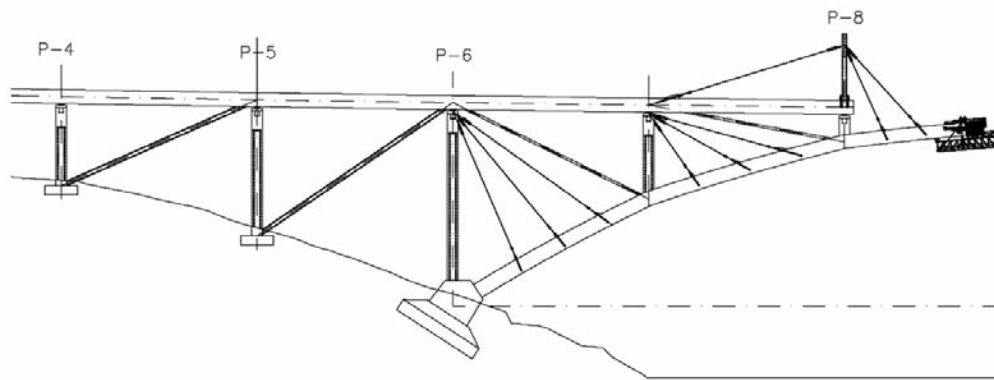


Figura 13. Avance por triangulación tablero-dintel
Figure 13. Cantilever construction between de arch and the deck

3.9. Dynamic analysis

Complete dynamic analysis was carried out with all HSLM trains and the Talgo AV. The number of modes was 150, including all the vibration frequency modes lower than 30 Hz. The speed scope ranged from 120 to 420 km/h with a $\Delta v = 5$ km/h. The modal damping was $\xi = 2\%$ for all modes. Analysis was also carried out for the quasi-static speed of 20 km/h. The time pace was $\Delta t = 0.03$ seconds, measuring the centre of the span and the support of the first span, from the middle of the arch and from the end spans, with the trains circulating from abutment E1 to abutment E2 along the track closest to the reservoir dam.

A summary of impact coefficients, the envelopes for all trains and all the speeds at the indicated points as well as the time histories of the most critical points were obtained.

The conclusions of the analysis are the following: the dynamic behaviour of the bridge under actual high-speed trains is not decisive; the maximum accelerations are always lower than the code-established limits of 3.5 m/s^2 and the impact coefficient resulting from dividing the maximum results obtained from a UIC typical train and those obtained from actual trains at high speeds do not surpass in any case the impact coefficient used for the UIC typical train.

Fig. 12 includes the maximum deck displacements in millimetres in the arch central span at the key. A soar in vertical displacements is observed when the train approaches 345 Km/h for the Talgo AV and HSLM-A-09.

4. CONSTRUCTION PROCESS

Various preliminary calculations were carried out to check the construction process, among which was arranging a lattice in the trapeziums resulting from the piers, arch and deck.(Fig. 13).

This classic and intuitively logical solution consists of forming a lattice in the course of the process. Within this

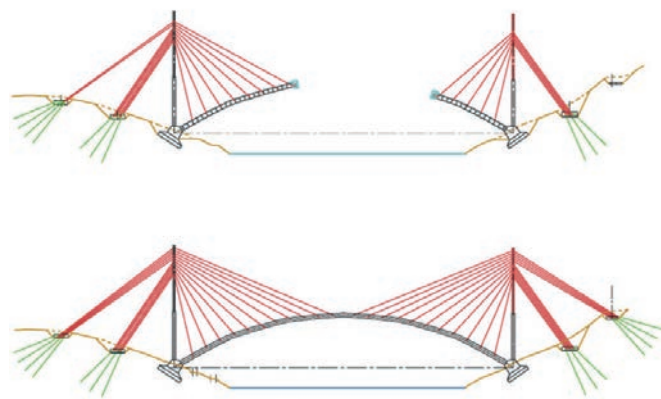


Figura 14. Construcción del arco por avance en voladizo con atirantamiento provisional desde la pila de arranques
Figure 14. Free cantilever construction of the arch with temporary cable-staying from the pier at the springs

lattice, the arch acts as the lower compression chord, the deck is the upper tension chord and the piers supported on the arch serve as vertical bars. Temporary elements act as diagonals, resisting tensile stresses.

The first conceptual problem in this construction process is encountered when a concrete element such as the deck is used as a stay cable for the lattice. Nevertheless, as this is a prestressed element, this solution may be convenient in case the tension during the process is resisted through a moderate increase of prestressing required for the service situation.

After carrying out the corresponding analysis, this solution turned out clearly unfavourable from the economic point of view. The magnitude of the length spanned by each semi-arch implied having to solve great tension in the deck, which in its turn required a large amount of reinforcement. The extra cost of the said prestressing, as well as the difficulty of its installation, makes this method more expensive and than others, even those that require additional auxiliary means. This is, therefore, the least economical construction system for large-span arches such as this one. It is, however, quite competitive for smaller arches. [5] y [6].

El tablero construido por empuje hasta la pila situada sobre la cimentación del arco, se volvería a empujar, finalizado el arco, hasta alcanzar la clave. En la Fig. 15 se representa el proceso de empuje del tablero sobre el terreno y el arco; se observa la ley de momentos máximos y mínimos que se producen en el dintel durante el empuje comparando las dos variantes, como si el dintel se empujase con todos sus apoyos verticales rígidos y la segunda, la real en la que se ve la influencia de la deformabilidad del arco cuando el dintel pasa por encima.

Sin embargo, este proceso se cambió, a instancias de la empresa constructora y de EIPSA, que actuó como asesor técnico de las constructoras durante toda la obra. La propuesta era realizar la construcción del arco, también en avance en voladizo atirantado, pero volando desde la primera pila del arco, prolongada hasta el suelo y cimentada convenientemente (Fig. 16). Se había dado la circunstancia favorable, coincidiendo con el principio de la construcción, de un año hidrológico con el embalse a unos niveles tales que la cimentación de esa pila provisional quedó al descubierto durante muchos meses.

Adelantar la pila de atirantamiento abarata considerablemente el proceso constructivo al reducirse el peso del arco a soportar con la consiguiente reducción de la cuantía y longitud de los tirantes provisionales. No es sin embargo una solución universal (batimetría, geotecnia, etc.).

El proceso de construcción se realizó ejecutando en primer lugar las pilas del viaducto de acceso y el tablero por medio de encofrado trepador para las pilas y cimbra autoportante y autolanzable para el dintel.

En este momento se comienza la ejecución del arco. El primer tramo de cada semiarco, entre cimentación



Figura 16. Construcción por avance en voladizo con atirantamiento sobre pila provisional
Figure 16. Free cantilever launch with cable-staying on a temporary pier

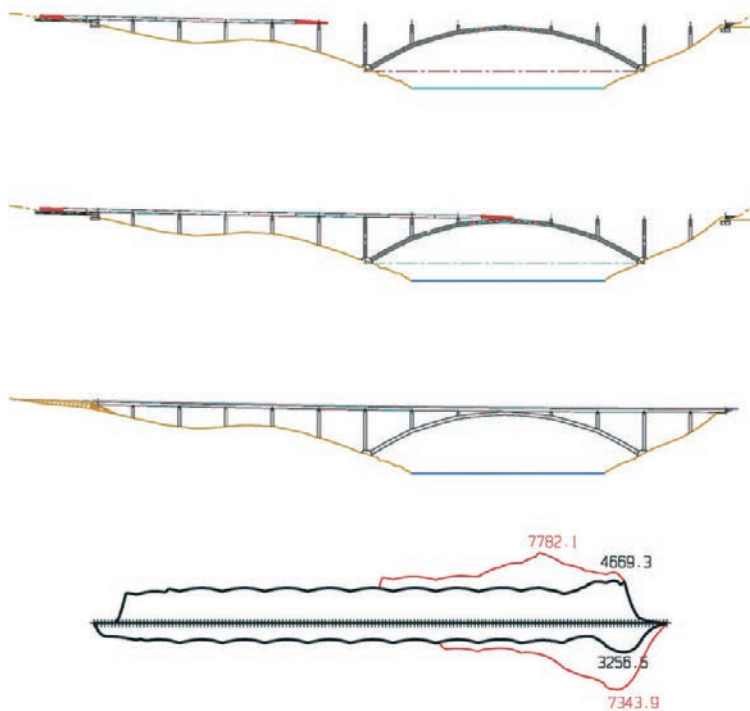


Figura 15. Empuje del tablero sobre el arco; efecto de la flexibilidad del arco en los esfuerzos del tablero durante dicho empuje
Figure 15. Deck launching over the arch; effect of the arch flexibility under the forces produced by the deck during the launch

y pilas provisionales, se realiza sobre cimbra apoyada en el suelo (Fig. 17). Para ello se disponen una serie de castilletes metálicos que sirven de apoyo a los cuchillos que sostienen la vigería de sustentación del encofrado del arco. Se debe hacer hincapié en la necesidad de una perfecta concepción y revisión de los detalles de las estructuras auxiliares, básicas en estas fases de construcción.

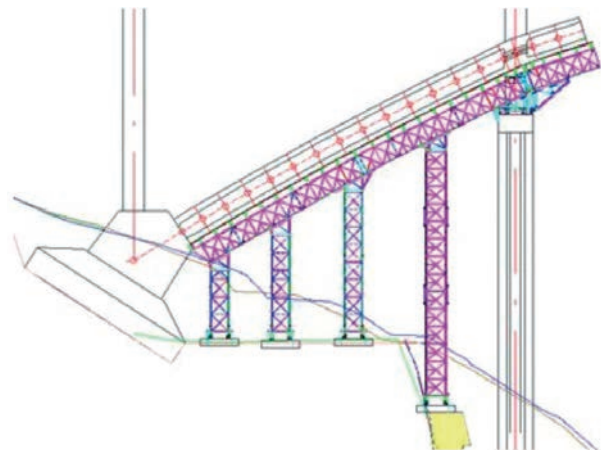
Por otra parte, en el arranque del arco se suman una serie de factores que requieren un especial cuidado. Se trata de la sección más solicitada en servicio y contiene una gran cantidad de armadura. A esto se une el hecho de que se emplea un hormigón HA-70 de alta resistencia, en su primera puesta en obra. Todos estos factores llevan a buscar una optimización del proceso de hormigonado. Vista la imposibilidad de hormigonar de una sola vez la sección completa del arco, se exige la necesidad de minimizar lo máximo posible la diferencia de edades entre los hormigones de una misma sección. Para ello, se premonta en gran medida la ferralla, llegándose a hormigonar en una sola fase la losa inferior y los hastiales, y transcurriendo poco más de un día desde ello hasta la ejecución de la losa superior. Con esto se previene en gran medida la aparición de fisuras de retracción.

Una vez ejecutado el tramo de arco cimbrado, se ejecutan las pilas P-7 y P-10 sobre el arco, para permitir que la autocimbra avance hasta dichas pilas.

A continuación, se desmonta la cimbra, procediéndose al comienzo del avance de los semiarcos mediante



Primer tramo de arco apeado
First stretch of the temporarily supported arch



Sección longitudinal cimbrado del arco
Longitudinal section of the arch centering

Figura 17. Construcción del primer tramo del arco apeado
Figure 17. Construction of the first section of the temporarily supported arch

The construction method eventually chosen for this bridge and given its situation with respect to the water of the reservoir and the land was the cable-stayed free cantilever launching of the two semi-arches embedded in their foundations (Fig. 14).

The deck was built using the method of incremental launching, first up to the pier situated on the arch foundations, and once the arch was completed, the deck launch was resumed until reaching the arch key. Fig. 15 shows the process of the deck launch over the land and the arch. The principle of maximum and minimum moments produced in the deck during the launch can be noticed. If we compare the two variants, in the first one it is as if the deck were launched with all its rigid vertical supports, while in the actual one we can see the influence of the arch flexibility when the deck is placed on top.

However, this process was modified at the request of the Construction Company and of EIPSA, acting as technical advisor of the construction company throughout the project execution. The proposal was to build the arch by cable-stayed incremental launching as well, only it was to be launched from the first pier of the arch, which was to be extended until reaching the ground where it was then appropriately founded (Fig. 16). At the beginning of the construction, after a particularly favourable hydrological year for our purposes, the reservoir water level was such that the foundations of the temporary pier were above water level for months on end.

Moving the cable-staying pier forward considerably lowers the costs of the construction process, since it reduces the weight of the arch to be supported, with the subsequent reduction of the number and length of temporary stay cables. Nevertheless, this is not a universal solution (bathymetry, geotechnical engineering, etc.)

The construction process was carried out by first executing the approach viaduct and the deck piers using a climbing formwork for the piers and a scaffolding truss for the deck.

At this point the execution of the arch begins. The first section of each semi-arch, between the foundation and temporary piers, is built upon a centering supported on the ground (Fig. 17). For that purpose, a series of temporary steel supports are arranged to support the arch formwork. We must emphasise the need for a perfect conception and revision of all the details of the auxiliary structures, which are essential in this stage of construction.

On the other hand, a number of factors requiring particular care combine at the spring of the arch. When in service state, this section is the most stressed one and it contains a large amount of reinforcement. This is compounded with the fact that a high-strength concrete, HA-70, is used for the first time in this civil work. All these factors require the search for the optimisation of the concreting process. Given the impossibility to concrete the entire arch section in one go, it is necessary to minimise as much as possible the difference in the ages of the concretes of one section. To this end, the reinforcement cage was mainly pre-installed and the lower slab and the gables were concreted in a single stage. Thus only a little longer than a day elapsed between these actions and execution of the upper slab. This helped prevent shrinkage cracking to a great extent.

Once the centered arch section is built, piers P-7 and P-10 are executed over the arch, to allow the advance of the scaffolding truss towards these piers.

The centering is then dismantled and the advance of the semi-arches is initiated using cable stayed free cantilevers. To this end we placed metal pylons on the deck, following the vertical line of the temporary piers. From this moment on, the semi-arches advanced in free cantilevers while concreted in situ using form traveller. To enable such procedure, we placed nine successive bundles of stay cables on each semi-arch. Each bundle consisted of a couple of front cables anchored in the executed arch segments and a couple of rear ones anchored in the arch plinths.

A couple of stay cables is thus arranged with two or three segments in between, depending on the area (Fig. 18 and 19).



Figura 18. Atirantamiento provisional
Figure 18. Temporary staying



Figura 19. Construcción en avance en voladizo atirantado
Figure 19. Cable-stayed free cantilever launching

voladizos atirantados. Para ello, se disponen dos pilonos metálicos sobre el tablero, en la vertical de las pilas provisionales. A partir de ese momento, los semiarcos avanzarán en voladizo mediante hormigonado con carro de avance. Para hacer factible dicho avance en voladizo, se disponen sucesivamente nueve familias de tirantes en cada semiarco. Cada familia cuenta con una pareja de cables delanteros anclados en las dovelas ejecutadas del arco, y una pareja de cables traseros anclados en los plintos del arco.

De este modo, cada dos o tres dovelas según la zona, se dispone una pareja de tirantes (Fig. 18 y 19).

En la figura 20 aparece el carro de avance de la construcción del arco y el momento en que los semiarcos se juntan para cerrar el arco.

El modelo de cálculo realizado por el equipo de proyecto, durante el proceso de ejecución del arco, se representa en la fig. 21, donde aparecen una serie de

fases por las que pasa el modelo evolutivo que debe controlar esfuerzos y flechas.

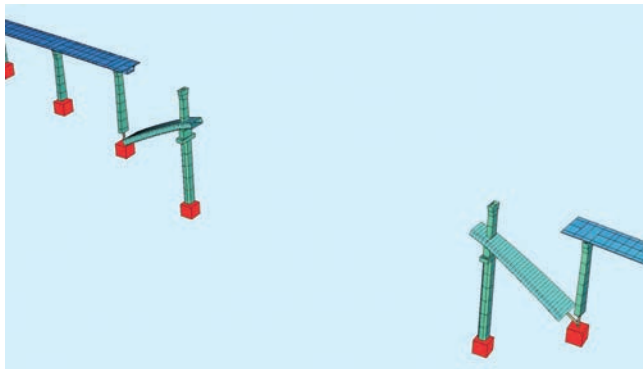
En las figuras 22, 23, 24 y 25 se representa la situación del arco en momentos flectores, axiles y flechas en un ciclo completo de carga entre la colocación de los tirantes nº 5 y el nº 6:

- Puesta en carga del tirante nº 5 (Fig. 22)
- Hormigonado y movimiento del carro a la dovela 14 (Fig. 23)
- Hormigonado y movimiento del carro a la dovela 16 (Fig. 24), sin representar la presencia de la dovela 15
- Colocación del tirante nº 6 (Fig. 25).

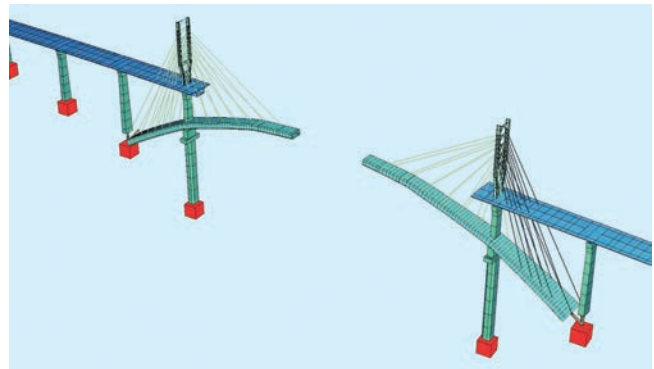
Una cuestión importante es si en un puente construido con atirantamiento provisional debe hacerse o no apertura en clave. Ésta tiene como objeto eliminar los



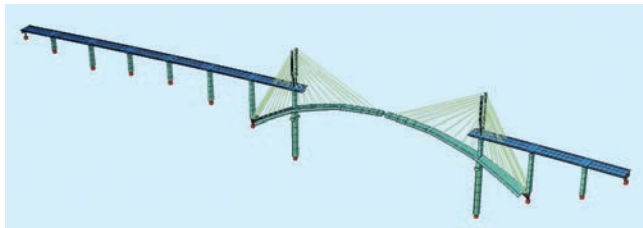
Figura 20. Detalles del carro de avance y del cierre en clave
 Figure 20. Details of the form traveller and the connection at the key



Tramo de arco tras retirada de la cimbra porticada
 Arch segment after the dismantling of frame centering



Fase tipo de atirantamiento provisional
 Typical phase of cable staying

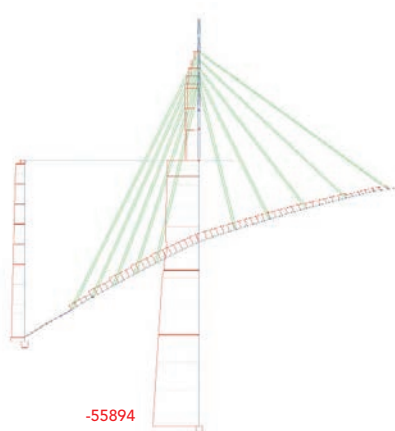


Situación previa al cierre del arco
 Situation prior to the connection of the arch

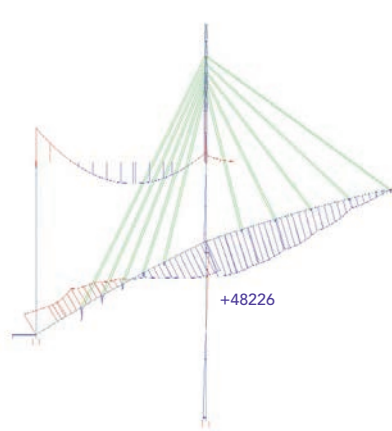


Estructura tras el desapeo de pilas provisionales
 Structure after the dismantling of temporary piers

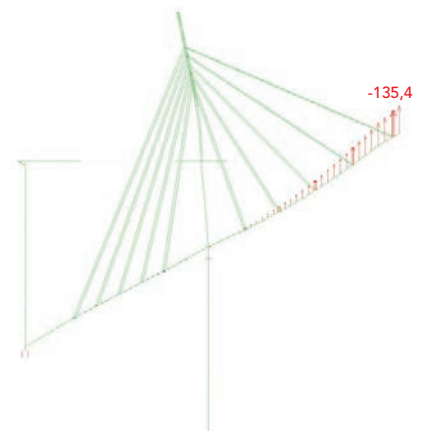
Figura 21. Fases del modelo de cálculo durante la ejecución del arco
 Figure 21. Phases of the analysis model during arch execution



Ley de Axiles Acumulados (kN)
 Distribution of Accumulated Axial Forces (kN)



Ley de Momentos Acumulados (mkN)
 Distribution of Accumulated Moments (mkN)



Flechas Parciales en la Fase (mm)
 Partial vertical displacements in the Phase (mm)

Figura 22. Tesado de grupo de tirantes nº 5
 Figure 22. Tensioning of the stay group number 5

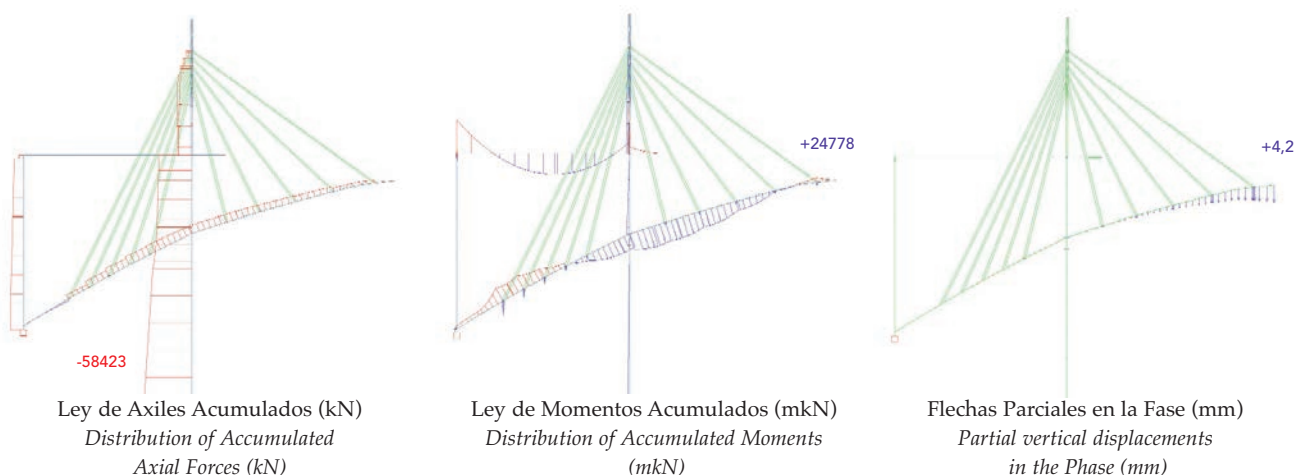


Figura 23. Carga del carro de avance en extremo de arco tras ejecución de la dovela 1
Figure 23. Form traveller load on the arch end after the execution of the segment 14

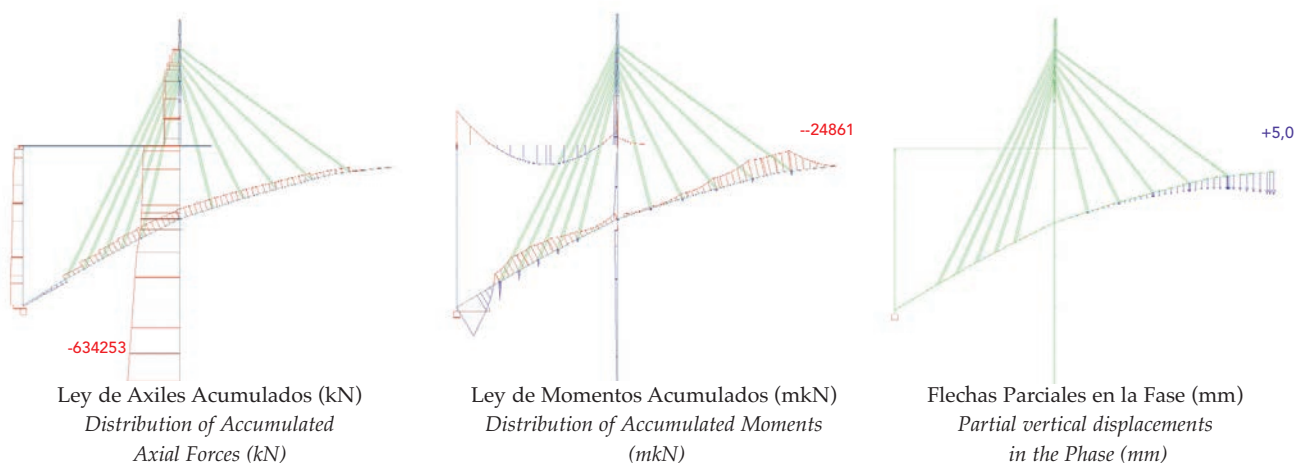


Figura 24. Carga del carro de avance en extremo de arco tras ejecución de las dovelas 14/15/16
Figure 24. Form traveller load on the arch end after the execution of the segments 14/15/16

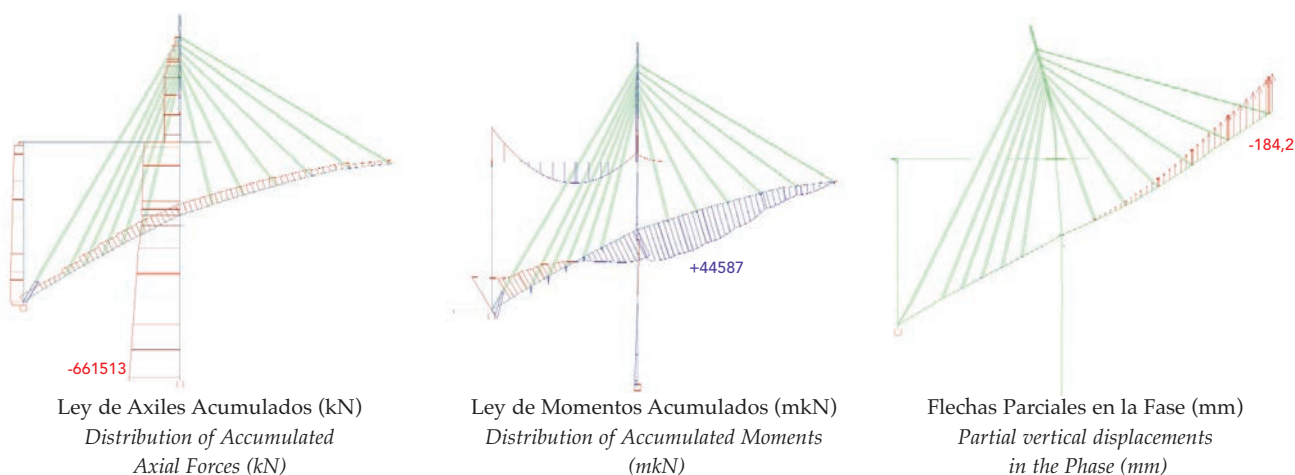


Figura 25. Tesado de grupo de tirantes nº6
Figure 25. Tensioning of the stay group number 6

esfuerzos y deformaciones que se producen en el arco debido a la deformación provocada por el acortamiento de la directriz debido a la compresión axial.

La situación de la torre de atirantamiento es fundamental en este caso. Tal y como se ha dispuesto en

este puente, los esfuerzos axiles que se producen en el arco durante la construcción y cuyos efectos en deformaciones y esfuerzos ya se han producido, se representan en la fig. 26 a).

En la fig. 26 b) representamos los esfuerzos axiles que

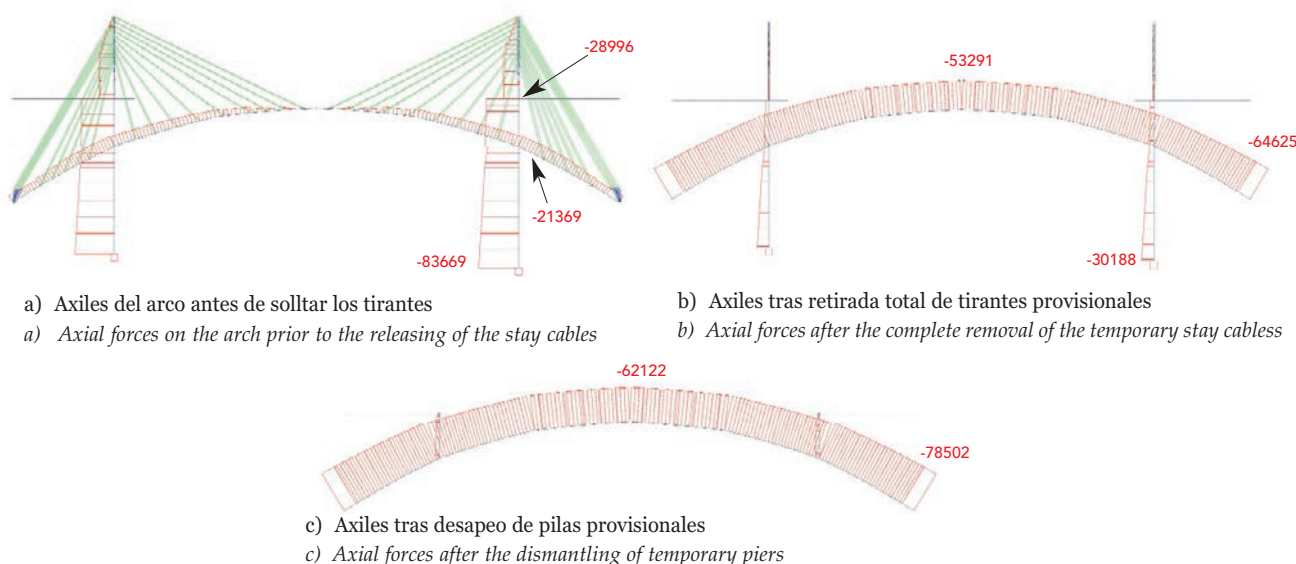


Figura 26. Axiles acumulados en fases de cierre y desapeo
Figure 26. Accumulated axial forces in the dismantling and connection phases

Figure 20 shows the form traveller used for the construction of the arch and the moment in which the semi-arches are connected into the arch.

The analysis model carried out by the project team during the arch execution process is shown in figure Fig. 21. The figure presents a series of the evolution model phases during which forces and sags must be controlled.

Figures 22, 23, 24 and 25 show the situation of the arch subjected to bending moments, axial forces and vertical displacements in a complete loading cycle between the installing of the stay-cables 5 and 6:

- Loading of the stay cable number 5 (Fig. 22)
- Concreting and transferring the form traveller onto the segment 14 (Fig. 23)
- Concreting and transferring the form traveller onto the segment 16 (Fig. 24), without showing the presence of the segment 15
- Installing of the stay-cable number 6 (Fig. 25).

One very important matter to consider is whether the use of jacks at the key in a bridge built using temporary cable staying should or should not be applied. Jacks at the arch key are aimed at eliminating the forces and strains produced in the arch as a result of the deformation provoked by shortening of the directrix due to axial compression.

In this case, the position of the cable-staying pier is essential. Fig. 26 a) shows the arrangement provided in this bridge where the axial forces were produced in the arch during construction, and their effects on the deformations and forces had already occurred.

Figure 26 b) shows the axial forces that enter the arch once it is connected and after removing the stay cables, and

Fig. 26 c) shows the same forces after dismantling the temporary piers.

As can be seen, a large part of the axial force is produced once the arch has already been completed. Consequently, the elastic shortening and the corresponding forces in the bridge thus produced may be eliminated, if desired, by placing jacks at the arch key.

By contrast, if the cable-staying is placed on the pier situated over the foundations, the axial forces produced in the arch during construction are much larger than those produced when the cable-staying is carried out from the first pier (Fig. 27). Therefore, the axial force that remains to be received by the arch once connected is smaller, which also reduces the need for placing jacks at the key. In any case, this conclusion is minimised if we take account of the fact that the cable-staying and its compressions only produce values in the order of one half of the axial forces of the self-weight of the arch alone. Another matter has yet to be determined, namely the shortening produced by the deck weight which is still to be accounted for.

The problem of placing jacks at the arch key is to be considered from a double standpoint, comparing the forces in the different segments and more importantly that produced in the arch at the foundations. This implies additional requirements regarding the quality of concrete and the amount of steel, as well as the cost of the operation of jack placing, namely taking into account the jacks themselves, the complication of the reinforcement, etc. Sags must also be taken into account, amounting to approximately 14 cm in the present case, and these must be counteracted by the corresponding counter-sags.

In this case we decided against placing jacks at the key, since as we explained above, nothing is gained from the structural point of view while it complicates the execution. This by no means implies that such a decision is to be generally applied in all cases.

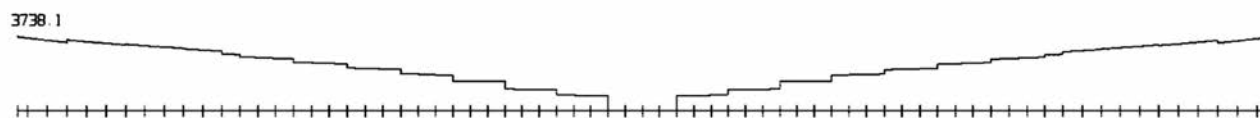


Figura 27. Ley de esfuerzos axiales tras cierre del arco con atirantamiento desde la pila de arranques del arco
Figure 27. Distribution of axial forces after connecting the arch using cable staying in the pier at the arch springs

entran en el arco una vez unido y cuando se eliminan los tirantes y en la fig. 26 c) los mismos esfuerzos cuando se eliminan los pilares provisionales.

Como se ve una gran parte del axil se produce en el arco cuando ya está terminado y por consiguiente se produce acortamiento elástico en el puente y sus correspondientes esfuerzos, cuya eliminación si se quiere puede realizarse con apertura en clave.

En cambio si el atirantamiento se realiza desde la pila situada encima del cimientto, los esfuerzos axiales que se producen en el arco, durante la construcción, son mucho mayores que los que se producen cuando el atirantamiento se realiza desde la primera pila (Fig. 27), y por tanto el axil que le queda por recibir al arco cuando se cierra es menor y por tanto también menor la necesidad de realizar la apertura en clave. Pero, de todas maneras esta conclusión se minimiza si tenemos en cuenta que el atirantamiento y sus compresiones sólo producen valores del orden de la mitad de los axiles de peso propio del arco solo. Y aun no se ha contado el acortamiento producido por el peso del dintel.

El problema de la apertura en clave de los arcos hay que considerarlo bajo un doble punto de vista, comparando los esfuerzos en las diversas secciones y sobre todo en la de empotramiento del arco en cimientos, llevando consigo requerimientos adicionales en cuanto a calidad del hormigón y cuantía de acero y el coste de la operación de apertura, en cuanto a gatos, complicación de armadura, etc. Además hay que tener en cuenta las flechas, del orden de 14 cm en nuestro caso, que deben ser recogidas por las contraflechas correspondientes.

En este caso se ha decidido no realizar dicha apertura, ya que como se justificó en un punto anterior no se gana nada desde el punto de vista estructural y complica la ejecución. Esto no quiere decir que esto sea generalizable a cualquier caso.

REFERENCIAS / REFERENCES

- [1] JIMÉNEZ GUIJARRO, P. "La Alta Velocidad y el cruce del embalse de Contreras. Una obra singular". *Revista de Obras Públicas*, 2011, n° 3.522, junio, p. 21-40.
- [2] FERNÁNDEZ TROYANO, L. *Tierra sobre el agua. Visión Histórica Universal de los Puentes*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, 2004. 838 p. ISBN: 978-84-380-027-11.
- [3] CARRASCAL ANTÓN, F. [et al.] *Homenaje al Pisuerga y sus diez puentes*. Valladolid: Ayuntamiento, 2005. 144 p. ISBN: 84-95389-90-8.
- [4] MANTEROLA, J.; MARTÍNEZ, A.; LÓPEZ, A. "Puente de Santiago en Puentelareina. Navarra". *Las estructuras del siglo XXI: Sostenibilidad, innovación y retos del futuro. III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural*. Zaragoza, del 14 al 17 de noviembre de 2005. Madrid: ACHE, 2005.
- [5] MANTEROLA, J. *Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, 2006. 1102 p. ISBN: 978-84-380-032-37.
- [6] LLAGO, R. "Puentes arco de hormigón. Consideraciones sobre la construcción por avance en voladizo". *Revista de Obras Públicas*, 2006, n° 3470, octubre, p. 7-22.

FICHA TÉCNICA / DATA SHEET

Nombre de la obra / Title of the Civil Work: Viaducto sobre el Embalse de Contreras

Promotor / Developer: Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF)

Dirección de Proyecto / Project Management:

ADIF: María Luisa Domínguez

Asistencia Técnica Dirección de Proyecto / Technical Advisors to the Project Management:

Carlos Fernández Casado S.L:

Javier Manterola, Antonio Martínez, Juan Antonio Navarro, Silvia Fuente

SENER: Lorenzo Nogales, Carlos del Castillo, Luis Bazán

Dirección de Obra / Site Supervision:

ADIF:

Santiago Cobo, Ángel López, Julio Pérez Nicolás, Pablo Jiménez

Asistencia Técnica Dirección de Obra / Technical Advisors to the Site Supervision:

SENER-GESTEC: José Carlos Pazos

Carlos Fernández Casado, S.L: Borja Martín

Empresa constructora / Construction Company:

AZVI / Constructora San José:

Luis Miguel Torres, Ernesto Maristany

Asistencia Técnica a la Constructora / Technical Advisors to the Construction Company:

EIPSA:

José Antonio Llombart, Jordi Revoltós, Jorge Cascales

Empresa especialista en Estructuras / Company Specialising in Structures:

ESTRUCTURAS (Grupo Puentes):

Juan Lozano, Fátima Otero

Tirantes / Stay cables:

VSL-CTT-STRONGOLD:

Pedro Ferrer

Instrumentación / Instrumentation:

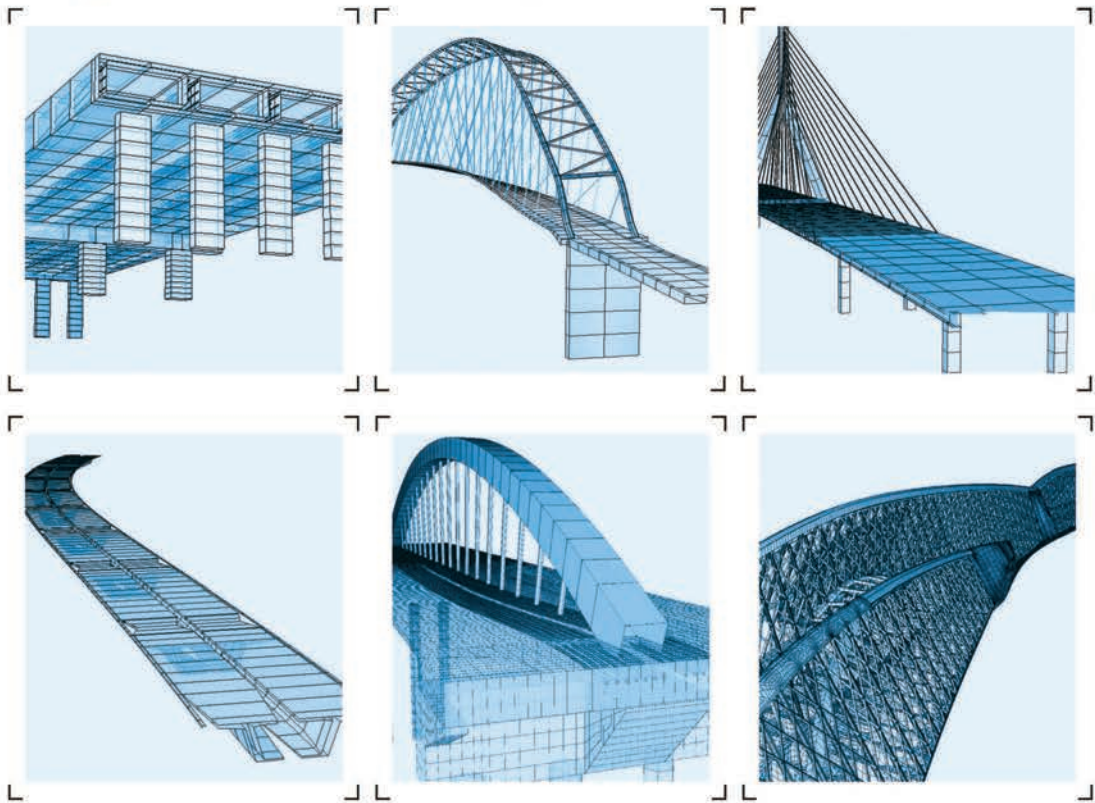
GEOCISA



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)

Cobertura de la trinchera ferroviaria de Hendaya

Roof over the Hendaye railway trench

Leonardo Fernández Troyano⁽¹⁾, Celso Iglesias Pérez^(1,3) y Lucía Fernández Muñoz⁽²⁾

Recibido | Received: 19-04-2011
Aceptado | Accepted: 16-12-2011

Resumen

Un problema del ferrocarril al paso por las ciudades europeas es el efecto barrera generado, que impide su desarrollo más allá de las vías. Si se salta la barrera lo cierto es que ello se hace sólo en sitios concretos y el efecto psicológico de aislamiento persiste para los habitantes del entorno. Este trabajo presenta de manera sucinta los problemas de concepción, comprobación y vibraciones planteados por la estructura de cubierta de la trinchera ferroviaria de Hendaya, consistente en una losa de hormigón pretensado y luz variable de 20-40 metros, que resuelve el problema de aislamiento entre las dos partes de la ciudad. Su construcción ha sido posible gracias al acuerdo entre la SNCF e inversores privados y está permitiendo la construcción sobre ella de 6 edificios de viviendas y una residencia de turismo, la demolición del antiguo "Pont-Vieux" y la construcción de un nuevo "Pont-Vieux", integrado completamente en la promoción inmobiliaria.

Palabras clave: cubierta de vías, losa bidireccional, vigas pretensadas, demolición, efectos diferidos.

Abstract*

An important problem put by the train in its passage by the cities of Europe generally and in France in particular is the effect barrier which builds up, preventing the cities from developing beyond. Even if this barrier is crossed, it is certain that the passage is restricted to concrete places and always acts as psychological barrier for the local residents. This article presents in a brief way the problems of conception, analysis and vibration of the cover structure of the railroad trench of Hendaye. This structure consists of a 20-40 meters span slab of pre-stressed concrete that solves the isolation problem of both parts of the town of Hendaye. Its construction was possible thanks to the agreement of the SNCF (French Railways) and some private investors, and is allowing the investors the construction on top of 6 residential buildings and a holiday residence, with demolition of the ancient "Pont-Vieux" and building of a new "Pont-Vieux", which is completely integrated into the real-estate development. Special attention is given to the change of transverse cross-section of the slab during construction stages, which originates a redistribution of stresses, and to the long-term equilibrium of horizontal forces.

Keywords: railway cover, two-way slab, pre-stressed beams, demolition, long-term effects.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 93 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, España).

(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, España).

(3) Universidad Politécnica de Madrid. E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: ciglesias@cfcsl.com



Figura 1. Vista de la trinchera ferroviaria desde el Pont Neuf y desde el Pont Vieux

1. INTRODUCCIÓN

Los ferrocarriles franceses (SNCF) y el Promotor de una promoción inmobiliaria situada sobre la línea Dax-Hendaya alcanzaron un acuerdo en el que se prevé cubrir la trinchera ferroviaria de acceso a la estación de Hendaya, generando una superficie aproximada de unos 6000 m², entre el km 231+914 y el 232+168. El desarrollo de la operación ha exigido la cobertura de las vías del ferrocarril, ya realizada, y a continuación el desarrollo del programa inmobiliario previsto sobre la misma, ahora mismo en curso de ejecución. La definición de la operación se puede resumir de la forma siguiente:

Denominación: Construcción de un desarrollo inmobiliario y un parking sobre una losa.

Ciudad: 64700 HENDAYA (FRANCIA).

Localización: Entre el Pont Neuf y el Pont Vieux y más allá, en una longitud de 254 m (Figura 1).

Destino: Viviendas, locales comerciales, oficinas, hotel residencia de turismo.

2. PRINCIPALES ASPECTOS DE LA CONCEPCIÓN

2.1. Presentación de la obra

La losa de cubierta de la trinchera de acceso a la estación de Hendaya salta una brecha de ancho variable con la topografía del lugar y con el perfil longitudinal en alzado. El perfil transversal que resulta de la topografía conduce a una luz variable que se divide en dos zonas (Figura 2):

- Desde el Pont Neuf (oeste) al Pont Vieux (este), la losa tiene una luz variable de 40 a 20 m.
- Desde el Pont-Vieux hasta el final de la obra (este), la luz es constante de 20 m.

Esta estructura de losa permite:

- Soportar el peso de 7 edificios, seis de viviendas y una residencia de turismo, actualmente en construcción sobre la losa (Figura 3).
- Facilitar las actividades de suministro ligadas al uso de los edificios.

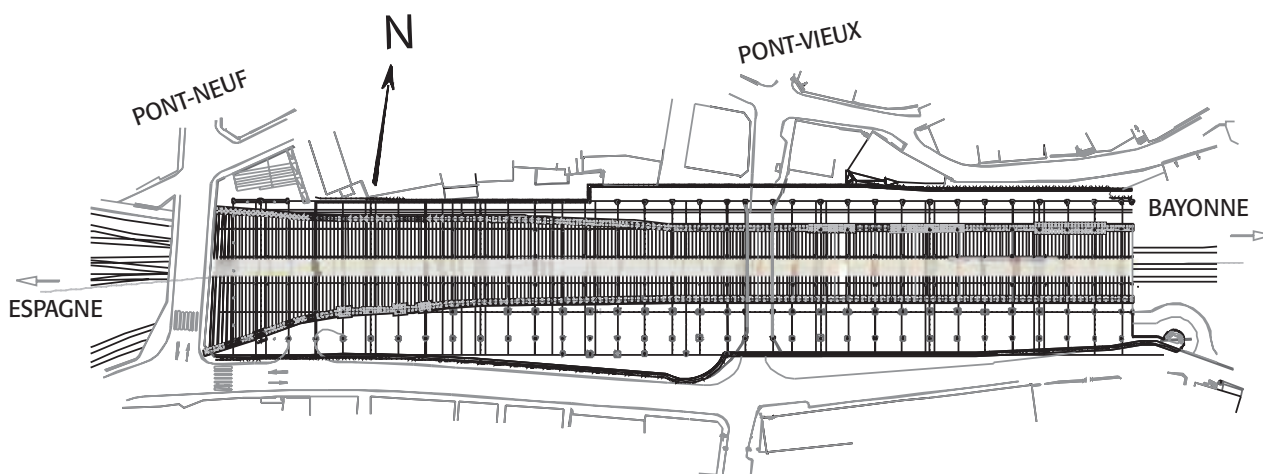


Figura 2. Vista en planta: desde el Pont Neuf (oeste) al Pont Vieux (centro) y más allá

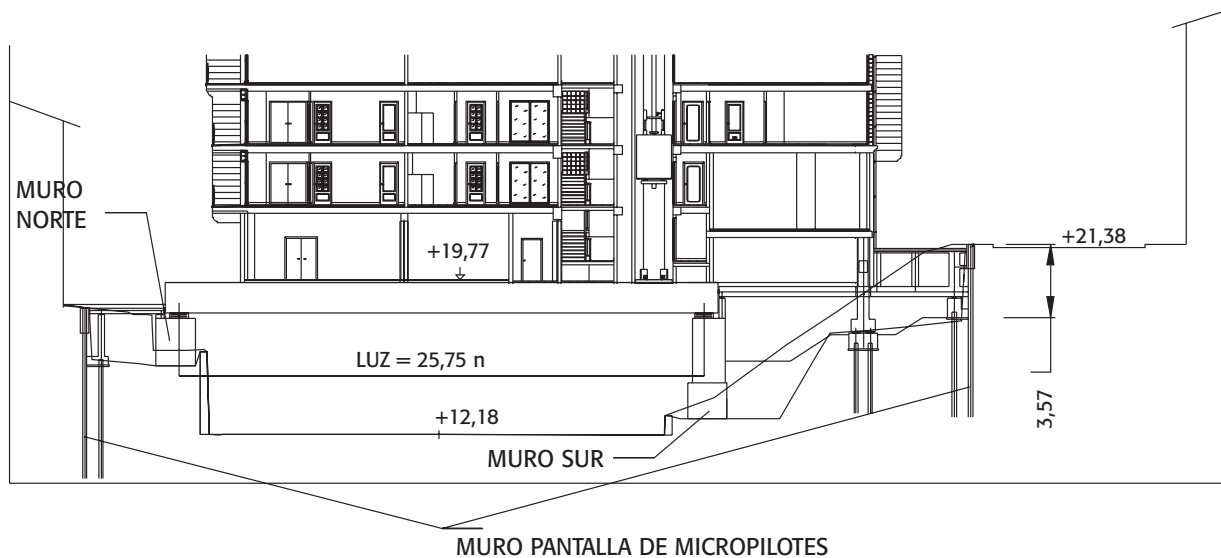


Figura 3. Sección transversal de la losa de cobertura por la viga 45 (Promoción 2)

- Mejorar el entorno y favorecer el desarrollo urbano de este barrio de Hendaya.

La losa consta en su dirección longitudinal de 8 losas mecánicamente independientes, las dos primeras de 1,50 m de canto (losas 1 y 2) y las restantes de 1,00 m de canto (losas 3 a 8). La continuidad de la estructura en esta misma dirección longitudinal se consigue mediante juntas, previstas en la misma posición que las juntas de los diferentes edificios soportados por la losa. Desde un punto de vista estructural, la losa se pretensa en dos direcciones para conseguir el reparto transversal entre vigas de las cargas puntuales de los pilares de los edificios.

2.2. Características de la trinchera como parcela para construir

El terreno presenta formaciones geológicas denominadas flysch, que son calizas y margas recubiertas de arrastres con espesor meteorizado variable de hasta 15 m. Geológicamente las cimentaciones se han ejecutado en roca caliza. Geotécnicamente, las principales dificultades han aparecido en estas formaciones

calizas, que presentan a veces rellenos de arcillas y fracturaciones locales. Los sondeos mostraron que, excepto en la zona superficial que está muy alterada, estas rocas calizas aparecen muy poco fisuradas, homogéneas y compactas.

El proyecto de la estructura y su ejecución se ha visto muy influido por las características de la parcela:

- La losa debe ser lo más ligera posible para minimizar su canto, limitado por el gálibo ferroviario para vía electrificada, y debe ser construida sin alterar la circulación ferroviaria.
- El gálibo horizontal fijado por la S.N.C.F. a lo largo de las vías y por los obstáculos en altura.
- Las instalaciones existentes a desplazar: catenaria, tuberías de agua, redes de telecomunicaciones, instalaciones de alumbrado y energía eléctrica (ver Figura 4).
- La interacción con la estructura existente, propiedad de la S.N.C.F., respetando la condición imperativa de no afectar al muro de contención a pie de talud ni a las vías existentes.



Figura 4. Ejecución de los taludes de acceso y desplazamiento del plano de la catenaria

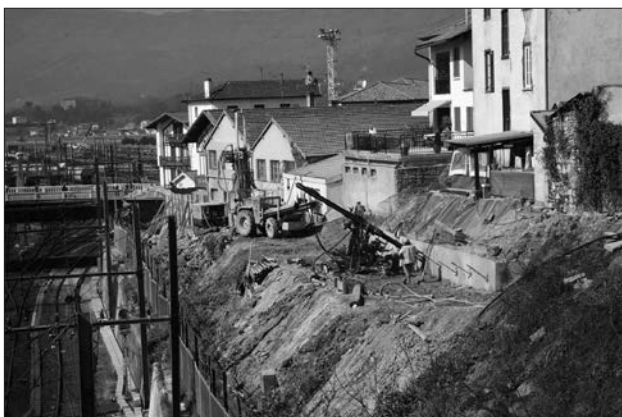


Figura 5. Anclajes provisionales en cabeza de talud y posterior ejecución del muro norte de apoyo de las vigas prefabricadas

- La interacción entre la estructura a construir y los edificios existentes a ambos lados de la trinchera, que están habitados en su mayor parte.
- El desplazamiento de cargas colgadas, prohibidas con tráfico ferroviario y corriente en catenarias, en la zona situada a 4,30 m del carril más cercano (5,00 m del eje de la vía).
- Las condiciones de utilización de la zona inmediata a las vías por la maquinaria de obra, prohibidas a 2,30 m del carril más cercano (3,00 m desde el eje de la vía). La prohibición de utilizar maquinaria susceptible de inducir vibraciones y/o deformaciones en las vías.
- La resistencia al fuego de la losa de cobertura de la trinchera, según la curva ISO 834 (3 horas) y según la curva de Hidrocarburo del Eurocódigo (2 horas) y posibilidad de evacuación.
- Una vida útil de la estructura de al menos 120 años.

2.3. Concepción general de la estructura

La concepción general de la losa está muy ligada a los problemas de construcción planteados por la parcela. La principal dificultad inicial consiste en poder acceder a taludes de gran pendiente y a la zona entre vías. Se pensó primero en disponer un apoyo intermedio en el Pont-Neuf y saltar con luces de 20 + 20 m, así como apoyos puntuales a pie de talud a ambos lados de la trinchera, respetando el gálibo S.N.C.F. Descartado el apoyo intermedio se llegó a una luz máxima de 40 m en la zona de ancho mayor, optando por el proceso de construcción siguiente:

1. Contención de los taludes y edificios vecinos con un muro pantalla de micropilotes tangentes de 200 mm de diámetro, arriostrados por vigas de rigidez en cabeza y anclajes al terreno (Figura 5).
2. Ejecución de muros continuos de carga verticales cimentados sobre micropilotes (Figura 5).



3. Ejecución de encepados cimentados sobre micropilotes, por detrás de los muros de carga, para materializar el camino de rodadura de un pórtico lanzador de vigas prefabricadas.
4. Fabricación de las vigas HP en T invertida entre 40 y 30 m de luz, de las losas 1 y 2 ya mencionadas, de canto 1,5 m. En el resto de las losas las luces varían de 30 a 20 m y su canto es de 1,0 m. Las vigas se prefabricaron en Castejón (Navarra) y fueron transportadas a la obra, situada a 250 km de distancia (Figura 6).
5. La primera losa de 28 vigas se montó con dos grúas (Figura 7). El montaje del resto de vigas se hizo a partir de la losa ya montada con un lanzador y suspensión de tráfico (Figura 8), con longi-

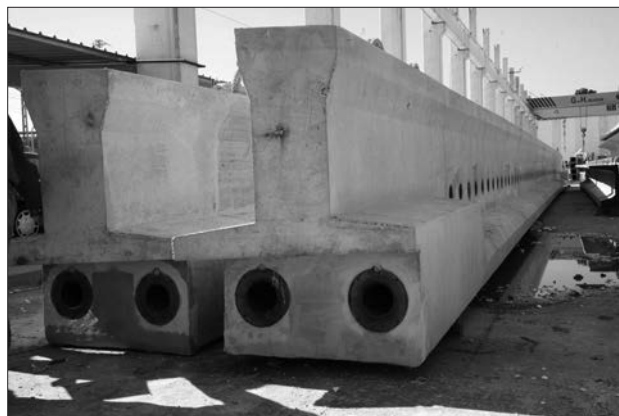


Figura 6. Viga prefabricada con agujeros para pretensado de 2ª fase, longitudinal y transversal



Figura 7. Losa 1 en ejecución: colocación de las primeras vigas de 40 m de luz



Figura 8. Pórtico lanzador de vigas en la losa tipo

tudes de 30-40 m entre juntas de dilatación de 3 cm, sobre apoyos de neopreno (25 cm de espesor para aislamiento antivibración).

6. Ferrallado y hormigonado entre vigas. Pretensado transversal al 100% y longitudinal al 50%, tesando uno de los dos cables (el segundo cable se tesa una vez construido el edificio, ver Figura 9).
7. La continuación de la obra hacia el este, desde el Pont-Vieux obligó a su demolición.

La losa se construye, por tanto, por avance sucesivo desde el Pont-Neuf en sentido oeste-este con 254 vigas, 28+30 de 1,5 m de canto en las dos primeras losas y de 1,0 m en las restantes. Una vez montadas las vigas, se arma entre almas y se hormigona. Alcanzada la resistencia prevista, se pretensa transversalmente a las vigas y posteriormente longitudinalmente. La 2ª fase de pretensado longitudinal se aplica en dos fases: la mitad de los cables antes de construir el edificio que soportará la losa y la mitad restante después. Se consigue así una losa que es capaz de repartir en dos direcciones y aunque sólo se apoya en dos bordes, reparte mejor las cargas puntuales que transmiten los pilares de los edificios a construir sobre ella.

El proceso de construcción se puede, por tanto, resumir así:

Fase 1ª: Pretensado pretensado de los torones (Pretensado 1 longitudinal) y hormigonado de las vigas en fábrica.

Fase 2ª: Pretensado postesado transversal a las vigas (Pretensado 1 transversal) al 100% de la carga prevista.



Figura 9. Armadura entre vigas y vainas del pretensado transversal

Fase 3ª: Pretensado postesado longitudinal (Pretensado 2 longitudinal, fase 1), tras el hormigonado entre vigas al 50% de los cables previstos.

Fase 4ª: Construcción del edificio con todas las cargas permanentes.

Fase 5ª: Pretensado postesado longitudinal del 50% de cables restantes (Pretensado 2 longitudinal, fase 2).

El control de flechas verticales se garantizó exigiendo un módulo elástico de 40000 MPa en las vigas prefabricadas. La flecha relativa entre pilares contiguos es de 1 cm y la absoluta máxima de 5 cm dirigida hacia arriba. No se ha considerado necesario prevenir contraflechas de carga permanente.

2.4. Micropilotes de encepados y muros

Las vigas apoyan en muros corridos cimentados sobre encepados de micropilotes de 20 cm de diámetro anclados en roca y con una capacidad portante de 820 kN en ELS. El ancho del muro varía según los obstáculos a salvar o si algún pilar de edificio así lo exige, con una altura máxima de 5,60 m. El proyecto de ejecución prevé sólo carga vertical en el muro, aunque éste presenta cierta capacidad de carga horizontal en función de la reacción vertical soportada, transformada en fuerza horizontal de rozamiento estabilizadora en los apoyos de neopreno, frente a los empujes horizontales de tierras.

2.5. Elección de los materiales

Las vigas se han fabricado de hormigón HP-60 en todas las losas, excepto las vigas 1 a 10 de la losa 1 ya mencionada que son de hormigón HP-75. La resistencia mínima, exigida al tesado en fábrica del HP-60 ha sido de $f_{ck} = 50$ MPa y para el HP-75 ha sido de $f_{ck} = 60$ MPa. El hormigón in situ entre vigas prefabricadas es HP-50 y al tesado de los cables transversales se exige una resistencia mínima de $f_{ck} = 30$ MPa. El proyecto ha exigido un hormigón de alta resistencia y durabilidad en ejecución, dado el destino final de la losa como soporte de edificios de viviendas, lo que condujo a tener en cuenta las consideraciones que siguen a continuación.

2.5.1. La protección contra la carbonatación

Se consigue con la no reactividad de los áridos (áridos NR) y contenido pequeño de alcalinos en el hormigón, menor que 1,4 kg/m³, lo que garantiza la protección con humedad media/baja, ya que se impermeabilizan las losas con el nivel mayor de prevención (reglas del LCPC), estructura de clase excepcional: nivel C de protección contra sulfatación diferida y durabilidad de armaduras.

2.5.2. La protección contra la sulfatación

Según los resultados disponibles en la tesis doctoral de L. Divet [1], para evitar la reacción de sulfatación diferida del hormigón se deben tomar las medidas siguientes:

- Temperaturas de fraguado bajas, con cemento de temperatura inicial reducida (CP2, de calor de hidratación inicial bajo: 197 J/g a las 12 horas) y reduciendo la dosificación de cemento (440-420 kg/m³). Se limita la temperatura a 80°C y 5°C de variación posible.
- Evitar los alcalinos para evitar la reacción de carbonatación.
- Utilizar áridos calizos, para evitar la reacción de sulfatación diferida.
- Evitar una humedad elevada, lo que se consigue al impermeabilizar la losa.

2.5.3. Riesgo de corrosión de las armaduras

La estructura es de categoría excepcional, al soportar edificios habitados. A priori el entorno es no agresivo (por la impermeabilización) y sin riesgo de alternancia humedad-secado por agua con cloruros. Para evitar que la carbonatación alcance las armaduras en 120 años, se previeron recubrimientos de 70 mm en cimientos y de 30 mm en vigas. En el pretensado, el recubrimiento mínimo de resistencia al fuego supera las posibilidades de carbonatación a 120 años, por lo que se consideró que no existía riesgo de despasivación del acero en el período de referencia.

3. CARGAS CONSIDERADAS

3.1. Peso propio de la losa

Se ha considerado un peso específico del hormigón de 25 kN/m³. El peso por metro de la viga tipo de 1,5 m de canto es de 17,00 kN/m en zonas centrales y de 22,77 kN/m en apoyos.

3.2. Resto de peso propio de la losa

Corresponde al peso del hormigón vertido entre vigas en T invertida, cuya cabeza inferior sirve de encofrado, con un valor de 20,50 kN/m.

3.3. Revestimiento de las losas

Se considera una carga permanente de 2,1 kN/m².

3.4. Cargas transmitidas por los pilares de los edificios

Se han considerado los valores obtenidos en la bajada de cargas del proyecto de los edificios, aplicadas al nivel de la losa. La reacción total transmitida por cada pilar se descompone así:

1. Reacción de peso propio "estructura resistente" del edificio.
2. Resto de peso propio "estructura no resistente" del edificio.
3. Reacciones de sobrecargas variables (valor máximo).
4. Reacciones de sobrecargas variables (valor mínimo).

Los 4 valores precedentes permiten definir 3 hipótesis de sobrecarga transmitidas por los pilares a las diferentes losas:

1. Carga permanente: [1]+[2]
2. Carga total máxima en cada pilar: [1]+[2]+[3]
3. Carga total mínima en cada pilar: [1]+[2]+[4]

Se ha considerado que las cargas anteriores pueden actuar en todos los pilares de forma simultánea.

3.5. Sobrecarga en el interior de los edificios

Es de 5,00 kN/m² y 1,00 kN/m² más de tabiquería ligera fija no portante de peso inferior a 25 kN/m. Por tanto, en total se considera una sobrecarga en el interior del edificio de 6,00 kN/m².

3.6. Zona de jardín en el exterior de los edificios

Se considera posible disponer 50 cm de tierra sobre la losa en cualquier posición exterior al edificio (excepto en las 6 primeras vigas de la losa 1) lo que supone 9,00 kN/m² si el peso específico de las tierras es de 18,00 kN/m³.

3.7. Sobrecarga en el exterior de los edificios

Se considera una sobrecarga de 5,00 kN/m² en cualquier posición en el exterior del edificio.

3.8. Sobrecarga en el exterior de los edificios sobre el jardín

Se considera una sobrecarga de 5,50 kN/m² compatible con el jardín de 50 cm de tierra, en cualquier zona de la losa exterior al edificio (excepto en las 6 primeras vigas de la losa 1 en las que no se considera la

posibilidad de jardín), lo que representa el efecto de la multitud desplazándose sobre el jardín.

3.9. Sobrecarga de bomberos

En la zona de jardín exterior al edificio se prevé una sobrecarga total de 9,00 kN/m² más 5,50 kN/m², es decir, un total de 14,50 kN/m². En la zona reservada al acceso de bomberos el peso de solado (que sustituye a 50 cm de tierra) se considera 2,10 kN/m². Por tanto, el peso máximo del camión de bomberos es 14,50-2,10 = 12,40 kN/m². Se considera que no hay ninguna otra sobrecarga simultánea con el camión circulando por su paso reservado. Se elimina por tanto el peso de las tierras y la sobrecarga de 5,50 kN/m² en la superficie ocupada por los camiones, siendo posible varios camiones en dicho paso, cuya capacidad portante reglamentaria es de 160,0 kN y un máximo de 90 kN por eje, situados estos a una distancia de 3,60 m como mínimo. Para un camión tipo de 3,00 m x 10,00 m = 30 m², la capacidad portante prevista en la losa es de 30,00 m² x 12,40 kN/m² = 372,00 kN, mayor que la carga reglamentaria de 160 kN.

4. ESTADOS LÍMITE CONSIDERADOS EN LOS CÁLCULOS

Se han realizado comprobaciones en ELS de tensiones en la losa a tiempo cero y a tiempo infinito. Las comprobaciones en ELU fueron de cortante, punzonamiento, transmisión de esfuerzos por rasante entre hormigón de vigas prefabricadas y hormigón in situ, transmisión de esfuerzos concentrados en los extremos de las vigas y difusión del pretensado.

5. COMPROBACIÓN DE TENSIONES EN ELS

5.1. Secciones transversales consideradas

La sección transversal es variable en ejecución, lo que obliga a considerar en cada instante cuáles son las acciones y cuáles las secciones sobre las que actúan dichas acciones.

En un primer momento la viga aislada (S1), ver Figura 10, soporta su propio peso, el pretensado de origen

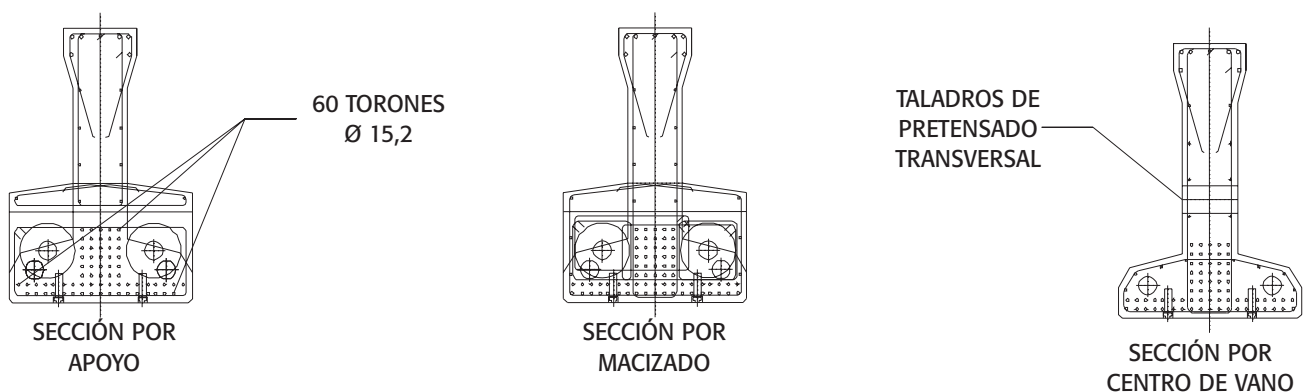


Figura 10. Armadura de las vigas, en viga aislada de sección (S1)

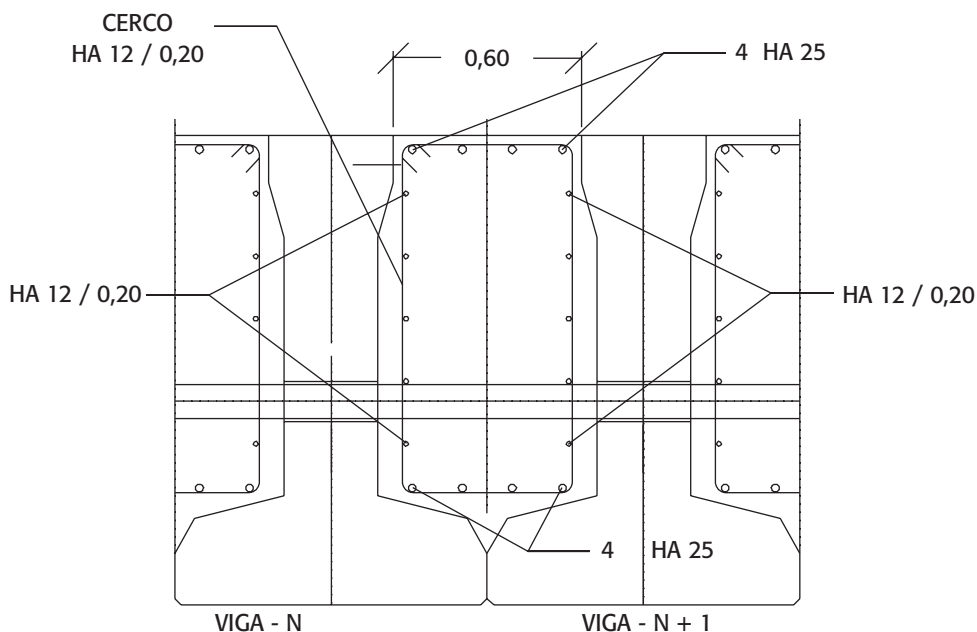


Figura 11. Armadura entre las vigas, sección conjunta típica de canto 1,5 m (S2)

y el resto de peso propio del hormigón entre vigas. Tras aplicar el pretensado transversal, se considera el trabajo conjunto de la viga y del hormigón in situ sobre una sección (S2), ver Figura 11. Se ha realizado un seguimiento de las acciones aplicadas sobre estas dos secciones diferentes y se ha tenido en cuenta su redistribución a tiempo infinito, controlando el estado de auto tensión generada entre las dos partes (S1) y (S2)

de la sección transversal final. En la Figura 12 aparece representado el pretensado transversal al eje longitudinal de las vigas y la posición de los pilares de los edificios, cuyas reacciones de carácter puntual sobre la losa, obligan a prever este pretensado transversal.

En la Figura 13 se representa el pretensado longitudinal según el eje de las vigas, realizado en obra y en

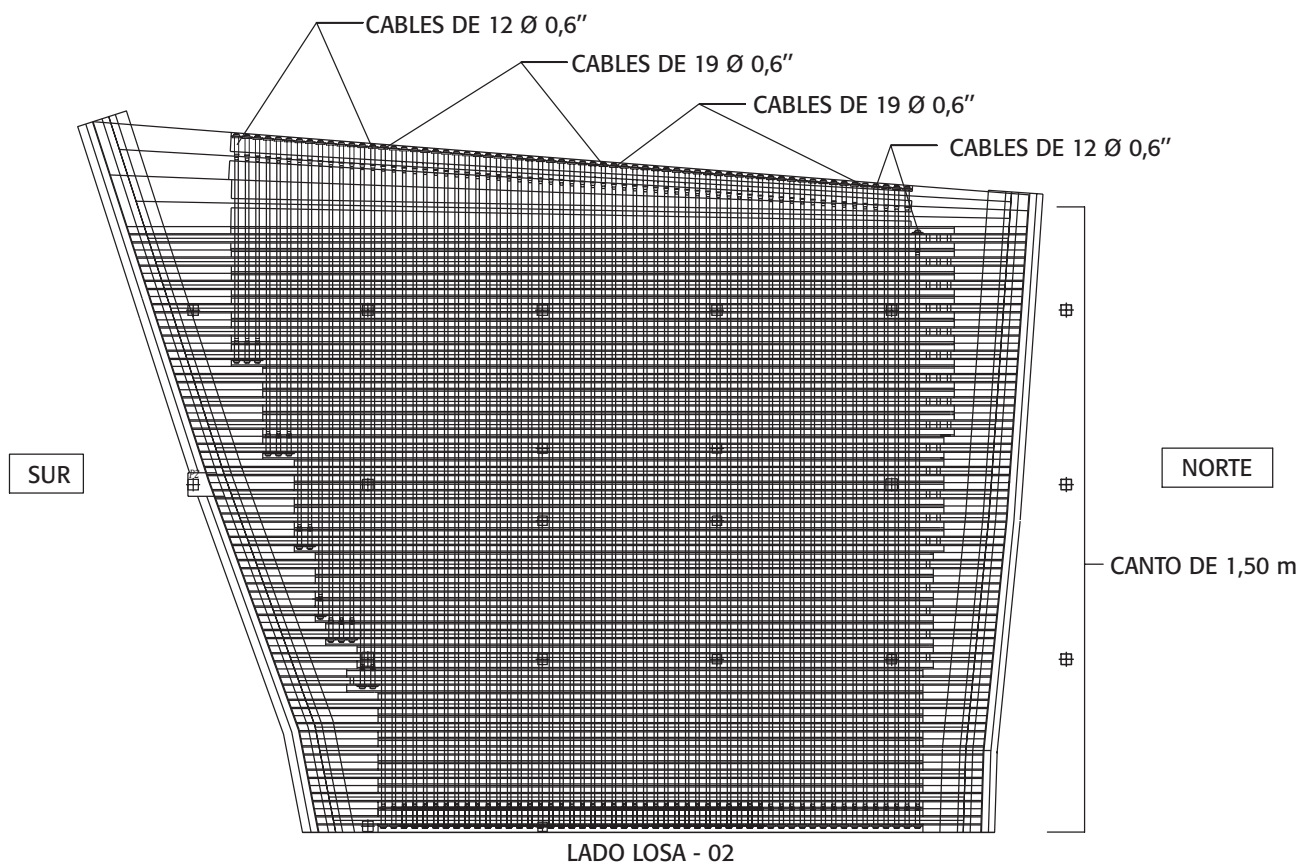


Figura 12. Pretensado transversal de la losa 1 que garantiza el comportamiento mecánico como sección (S2)

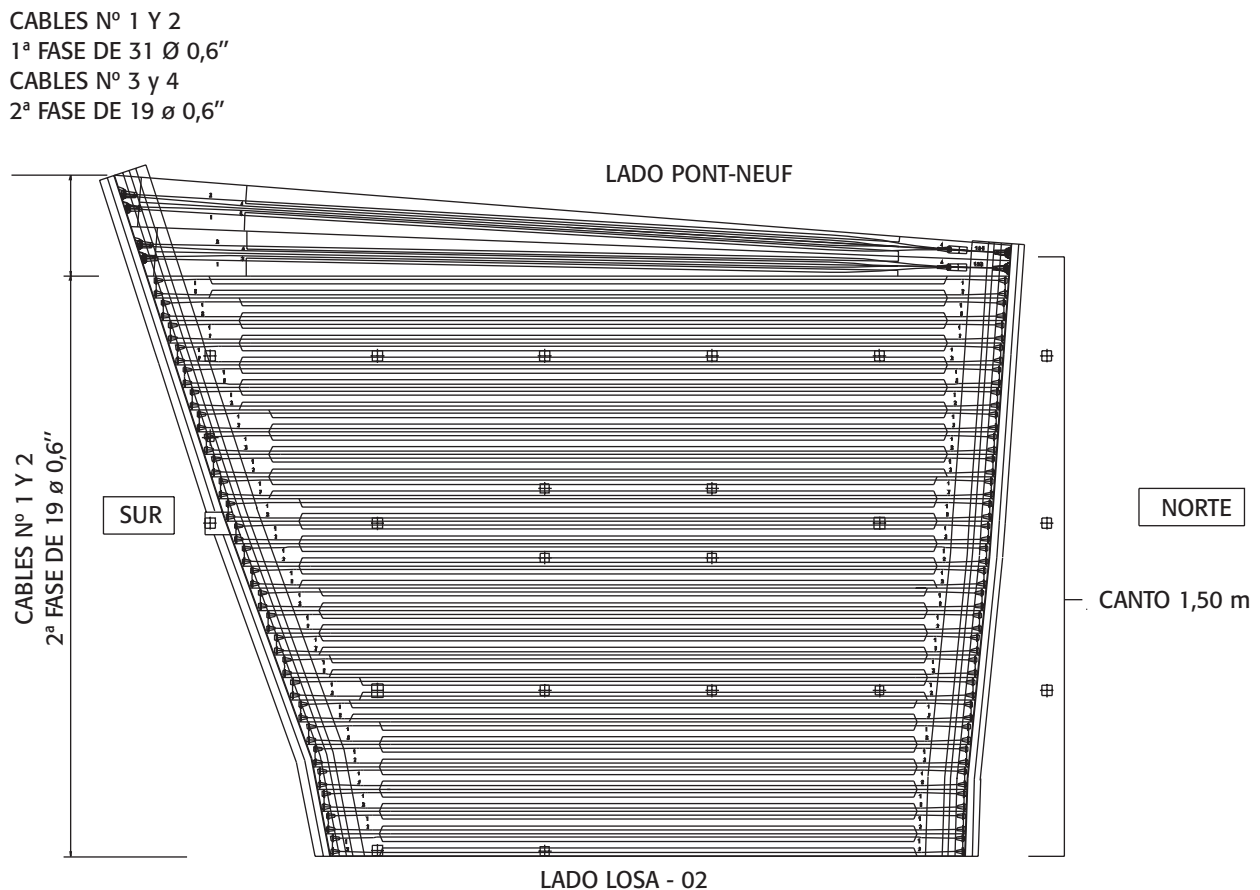


Figura 13. Pretensado longitudinal de la losa 1 en dos fases; antes y después de construir los edificios

dos fases. La primera fase (1 cable por viga) inmediatamente después de aplicado el pretensado transversal y la segunda fase (1 cable adicional por viga) una vez cargada la losa con toda la carga muerta correspondiente al edificio en curso de construcción. Además del pretensado de pretensión de fábrica, estas dos fases de ejecución en obra de pretensado postensado longitudinal son necesarias por tratarse de una estructura cuya carga permanente es muy superior a la sobrecarga.

Se han considerado las envolventes de esfuerzos de pretensado siguientes:

- Envolventes a $t = 0$ del pretensado 1, longitudinal pretensado y transversal postensado, con coeficientes 0,9/1,1.
- Envolventes a $t = 0$ del pretensado 2, longitudinal postensado (fase 1+fase 2), con coeficientes 0,9/1,1.
- Envolventes a $t = 0$ del pretensado 1, longitudinal pretensado y transversal postensado, con coeficientes 0,9/1,1 (supuesto aplicado sobre la losa ya terminada, utilizada para el cálculo de las pérdidas diferidas del pretensado aplicado en fábrica, ya que éstas se producen sobre la losa ya monolítica, que resiste con la sección (S2).
- Envolventes a $t = \infty$ de cada uno de los grupos de pretensado anteriores, con coeficientes 0,9/1,1.

ACCIONES PERMANENTES: G_{max} , G_{min}

G_{max} , conjunto de acciones permanentes desfavorables.

G_{min} , conjunto de acciones permanentes favorables.

ACCIONES VARIABLES: Q_{ik}

Q_{1k} , valor característico de la acción de base, que es la envolvente de sobrecargas de uso transmitidas por los pilares.

Q_{2k} , envolvente de sobrecargas de uso sobre la losa (excepto la zona ocupada por el jardín):

– En el exterior del edificio 1, lado Pont-Neuf: 5,0 kN/m² (Vigas 1 a 6).

– En el interior del edificio: 6,0 kN/m².

Q_{3k} , envolvente de sobrecargas de uso sobre el jardín: 5,5 kN/m².

Cada envolvente de esfuerzos comprende 12 hipótesis de carga que corresponden a las envolventes máximas y mínimas de axiles, cortantes, torsores y flectores.

5.2. Combinaciones de acciones consideradas

Si G_{max} , G_{min} , son las acciones permanentes, P_d la acción del pretensado y Q_{ik} el valor característico de las acciones variables, todas ellas ya definidas anterior-

mente, se han considerado las siguientes combinaciones de acciones, de acuerdo con la normativa francesa [2] y [3]:

Combinación casi-permanente (ELS):

$$P_d + G_{\max} + G_{\min} + Q_{1k} + \sum_{i>0} \psi_{2i} Q_{ik}$$

$$\psi_{22} = 0,65 \quad \psi_{23} = 0,65 \quad (1)$$

$$P_d + G_{\max} + G_{\min} + Q_{1k} + 0,65 Q_{2k} + 0,65 Q_{3k}$$

Combinación frecuente (ELS):

$$P_d + G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ik}$$

$$\psi_{11} = 0,77 \quad \psi_{12} = 0,65 \quad \psi_{23} = 0,65 \quad (2)$$

$$P_d + G_{\max} + G_{\min} + Q_{1k} + 0,77 Q_{2k} + 0,77 Q_{3k}$$

Combinación rara (ELS):

$$P_d + G_{\max} + G_{\min} + Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_{ik}$$

$$\psi_{02} = 0,77 \quad \psi_{03} = 0,77 \quad (3)$$

$$P_d + G_{\max} + G_{\min} + Q_{1k} + 0,77 Q_{2k} + 0,77 Q_{3k}$$

5.3. Estudios realizados para la comprobación tensional

La comprobación de tensiones se ha realizado considerando las secciones (S1) o (S2), según la carga y la fase de ejecución. Se han realizado 6 estudios que abarcan la vida de la estructura: construcción, a tiempo cero y tiempo infinito, una vez estabilizados los efectos diferidos, pérdidas de pretensado y redistribución de tensiones entre hormigón prefabricado e in situ. El estudio a tiempo cero es un estado teórico ya que el final de la construcción del primer edificio se produjo dos años después de acabada la losa. El estado tensional real está, por tanto, mucho más cerca del correspondiente a tiempo infinito.

5.4. Tensiones de compresión admisibles

Se han considerado los valores siguientes:

- Combinación casi-permanente: $0,50 f_{ck}$
- Combinación frecuente/rara: $0,60 f_{ck}$
- En construcción: $0,60 f_{ck}$

Para las vigas prefabricadas, teniendo en cuenta que dicha prefabricación se hace en instalación industrial fija y con un procedimiento de calidad preestablecido, se pudo aumentar este límite al valor de $2/3 f_{cj}$.

5.5. Tensiones de tracción admisibles

La comprobación de tensiones, excepto para las dos primeras vigas de la losa 1, se realiza en Clase II, lo

que obliga a respetar dos condiciones en la fibra situada a la altura del cable de pretensado:

- Combinación frecuente: estado límite de descompresión.
- Combinación rara: estado límite de formación de fisuras.

El cálculo de tensiones se realiza siempre en sección no fisurada. Se ha comprobado que las tensiones de tracción en el hormigón no superan en ningún caso los valores siguientes:

- Combinación frecuente (ELS): tensión límite de tracción en la fibra del pretensado nula.
- Combinación rara y construcción (ELS): tensión límite de tracción en la fibra del pretensado f_{tj} y $1,5 f_{tj}$ en la fibra extrema.

Para el cálculo de f_{tj} se han considerado los valores siguientes, según el reglamento francés BAEL/BPEL, [4] y [5]:

$$\text{Para } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 0,06 f_{cj} + 0,6 \quad (4)$$

$$\text{Para } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3}$$

En el caso de las dos primeras vigas de la losa 1, la que está situada al lado del Pont-Neuf (véanse la Figura 2, Figura 12 y Figura 13) se realiza la comprobación resistente en Clase III, con comprobación adicional en ELU.

5.6. Pérdidas de pretensado

Dado que las pérdidas de pretensado dependen de gran número de parámetros, los métodos de cálculo disponibles pueden no representar exactamente la realidad y pueden producirse roturas parciales de torones. Por todo ello y dado lo excepcional de la estructura, se han considerado dos valores envolventes P_1 y P_2 para la fuerza de pretensado, a partir de un parámetro λ :

$$P_1 = P_0 (1 + \lambda) \quad P_2 = P_0 (1 - \lambda) \quad (5)$$

Cada combinación de cálculo considera P_1 o P_2 según su efecto sea más desfavorable con respecto al esfuerzo investigado. El pretensado 1 es pretensado en todas las vigas, salvo en las vigas 1 y 2 de la losa 1, en donde es postesado. El pretensado no tiene casi pérdidas instantáneas (excepto penetración de cuñas y acortamiento elástico del hormigón) mientras que en los cables postesados de las vigas 1 y 2 estas pérdidas sí son apreciables: rozamiento en curva y recta, penetración de cuñas y acortamiento elástico. En el pretensado postesado y para prever rozamientos excesivos inesperados o la rotura de algún torón se toma $\lambda = 0,10$. Para las pérdidas diferidas, se realizó un estudio para obtener una cota superior del coeficiente de pérdidas diferidas del pretensado a tiempo

infinito (retracción, fluencia y relajación del acero). Se fijó su valor en el 15% para estas pérdidas y se aplicó tanto al pretensado longitudinal como al transversal. A tiempo infinito se calculan las tensiones de tracción en fibra inferior del hormigón con un pretensado reducido en aproximadamente un 25 % (pérdidas instantáneas y diferidas), así como un 10% adicional incluido en el valor $P_2 = P_0 (1 - \lambda)$ considerado para el pretensado postesado.

5.7. Redistribución de tensiones en sección transversal evolutiva por los efectos diferidos

Dado el carácter evolutivo de la sección transversal, hay que tener en cuenta la redistribución de tensiones que se produce por retracción y fluencia en la losa. Se calcula en primer lugar la redistribución de tensiones por retracción y fluencia denominada "isostática" en cada sección de la losa y a continuación se obtienen los esfuerzos hiperestáticos de compatibilidad producidos por las deformaciones isostáticas de cada sección. El principio del cálculo consiste en dejar deformar la viga prefabricada bajo el efecto de la retracción y fluencia como si estuviese aislada. A continuación se imponen las condiciones de compatibilidad con el hormigón in situ entre vigas. La compatibilidad queda asegurada por la existencia del pretensado transversal. La redistribución de tensiones se produce por retracción y fluencia diferenciales, es decir, debidas a las diferentes propiedades reológicas del hormigón in situ y del hormigón de las vigas prefabricadas, así como por los diferentes estados de carga aplicados sobre la losa. El cumplimiento de las condiciones de compatibilidad a tiempo infinito da lugar a una migración de la tensión de compresión hacia el hormigón in situ por efecto de fluencia, fenómeno común a toda estructura con cambio de sección transversal en curso de ejecución. El algoritmo de cálculo se puede consultar en C. Iglesias [6]. Los estados de carga sobre la viga prefabricada que producen migración de tensión son:

- HIPÓTESIS DE CARGA 001: Peso propio de las vigas prefabricadas.
- HIPÓTESIS DE CARGA 002: Pretensado 1 de las vigas prefabricadas en fábrica.
- HIPÓTESIS DE CARGA 003: Peso propio del hormigón in situ entre vigas.

5.8. Comprobación del cortante en ELS en las vigas prefabricadas

Se considera que todo el esfuerzo cortante debido a la carga permanente o a la sobrecarga pasa por las vigas prefabricadas (hipótesis desfavorable). No obstante, para comprobar la condición de rasante admisible en las combinaciones ELS se cuenta con la cola-

boración del hormigón in situ entre ciertas vigas prefabricadas (vigas que soportan directamente pilares de edificio), lo que equivale a considerar un ancho de alma superior al nominal de la viga aislada. Esto se justifica sólo si existe un pretensado transversal que asegure el no deslizamiento relativo entre ambos hormigones. El rasante τ reglamentario según BPEL 91 [5] y su valor límite $\bar{\tau}$ son los siguientes:

$$\tau = \frac{V_{red}}{b_w z} \quad \bar{\tau} = f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \cdot \text{Min} \left[0,4; \frac{2(0,6f_{tj} - \sigma_x)}{f_{cj}} \right] \quad (6)$$

Donde V_{red} es el cortante reducido (por la componente de pretensado), f_{cj} , f_{tj} resistencia a compresión/tracción a j días y $\sigma_x = 0$ la tensión de compresión debida a un eventual pretensado transversal. La ecuación (6) representa de forma condensada las dos formas de rotura por cortante posibles en una viga pretensada:

- Por fisuración, que limita la tensión tangencial debida al cortante al valor $\bar{\tau} = f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) 0,4$.
- Por compresión-rasante, que limita la tensión tangencial al valor $\bar{\tau} = f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) [2(0,6f_{tj} - \sigma_x) / f_{cj}]$.

El reglamento francés BPEL 91 [6] basa la comprobación en ELU de cortante en un planteamiento en tensiones, en lugar del más habitual de esfuerzos, deducido a partir del concepto de curva intrínseca o de rotura del hormigón, introducido por Albert Caquot. Esta curva se aproxima por la denominada curva intrínseca de Chalot-Beteille, cuya expresión con algunas modificaciones constituye el origen de la propia ecuación (6). Referencias a este planteamiento se pueden encontrar en [7].

6. COMPROBACIÓN EN ELU

6.1. Armadura pasiva en flexión

El cálculo se realiza en sección no fisurada Clase II y la tracción límite en la primera losa es:

- Vigas 01 a 02 $f_{ck} = 75$ MPa ($f_{cj} = 65$ MPa al corte), hormigonadas in situ y postesadas.
- Vigas 03 a 10 $f_{ck} = 75$ MPa ($f_{cj} = 65$ MPa al corte), vigas prefabricadas pretesadas y postesadas.
- Vigas 11 a 28 $f_{ck} = 60$ MPa ($f_{cj} = 50$ MPa al corte), vigas prefabricadas pretesadas y postesadas.

La armadura pasiva A_s de la sección se obtiene aplicando la formulación habitual BPEL:

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} f_{tj}}{f_c \sigma_{Bt}} \quad (7)$$

Donde B_t es el área de hormigón de la sección transversal en tracción, N_{Bt} el axil de tracción resultante,

f_{tj} la resistencia a tracción del hormigón, f_c el límite elástico del acero y σ_{Bt} la tensión máxima de tracción en la fibra extrema. Esta formulación equivale a calcular en ELS el volumen de tracciones en sección no fisurada y obtener a continuación la armadura precisa para recoger este esfuerzo mayorado en ELU. Adicionalmente se dispone una armadura de piel en las vigas de 5 cm²/m de paramento exterior.

6.2. Armadura de cortante

Se considera que el cortante de carga permanente y de sobrecargas es soportado por las vigas prefabricadas (hipótesis desfavorable). Se calcula la inclinación de las bielas, limitadas a 30°, y la armadura vertical necesaria. Con cercos de cortante verticales, ancho de alma b_w , brazo de palanca z , límite elástico del acero f_s , ángulo de inclinación de las bielas de compresión β_u y cuantía de armadura de cortante A_t/S_v , la tensión tangencial admisible τ_u en ELU según la formulación BPEL resulta:

$$\tau_u = \frac{V_{red,u}}{b_w z} \quad \tau_u = \frac{ctg \beta_u}{b_w} \left(\frac{A_t f_s}{s_t \gamma_s} \right) \quad (8)$$

Donde si $\alpha = 90^\circ$ es el ángulo de los cercos de cortante con el eje de la viga, se tiene que la tensión σ_b en las bielas de compresión del hormigón es:

$$\sigma_b = \frac{1}{b_w \sin^2 \beta_u} \left(\frac{A_t f_s}{s_t \gamma_s} \right) \quad (9)$$

Imponiendo un límite a la compresión:

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{\tau_u}{\cos \beta_u \sin \beta_u} \leq \frac{2 \cdot 0,85 f_{ck}}{3 \gamma_b} \Rightarrow \\ \Rightarrow \tau_u &< \frac{2 \cdot 0,85 f_{ck} \sin 2\beta_u}{3 \gamma_b \cdot 2} \end{aligned} \quad (10)$$

Si ahora se toma un valor mínimo límite para $\beta_u = 30^\circ$ y como coeficiente de seguridad para el hormigón $\gamma_b = 1,5$:

$$\tau_u < \frac{2 \cdot 0,85 f_{ck} \sqrt{3}/2}{3 \cdot 1,5 \cdot 2} = \frac{f_{ck}}{6} \quad (\text{Límite para la biela de compresión}) \quad (11)$$

En la losa 1 ya referida, el valor anterior da los resultados siguientes:

- Vigas 01 a 10 $f_{ck} = 75$ MPa, $\tau_u = \bar{\tau} = 12,5$ MPa
- Vigas 11 a 28 $f_{ck} = 60$ MPa, $\tau_u = \bar{\tau} = 10,0$ MPa

6.3. Punzonamiento de la losa: pilares cuyo arranque se sitúa en zonas de losa con pretensado transversal

La transmisión de rasante entre el hormigón prefabricado y el hormigonado in situ se hace gracias al

pretensado transversal. Se ha aplicado la formulación del Eurocódigo EC-2 ENV 1992-1-3: 1994, del capítulo dedicado a las juntas de cortante, donde se fija el rasante de cálculo. El problema aquí consiste en asegurar la transmisión local a la losa de las reacciones verticales de los pilares de los edificios, a diferencia del problema de resistencia a cortante en las vigas (apartado 5.8) que es un problema global de la estructura.

6.4. Punzonamiento en borde de la losa: apoyo de los pilares

Existen algunos pilares que no pueden considerarse pretensados transversalmente. Se trata de pilares que se apoyan justo en los bordes de las losas. En este caso se transmite la reacción vertical del pilar mediante barras de gran diámetro ($\varnothing 32$) en número suficiente para garantizar el estado límite de rotura por rasante. En el caso de algunos pilares (P01 de la losa 1), la transmisión de la reacción vertical se hace directamente al apoyo de neopreno, ya que se sitúa a una distancia (1,00 m) menor que el canto de la losa (1,5 m). De todas formas hay que asegurar en este caso una capacidad a tracción suficiente del tirante situado en la cabeza inferior de la viga para poder transmitir la reacción al apoyo, comprobación normativa del reglamento BPEL 91, relativa a la transmisión directa de una reacción al apoyo de una viga pretensada.

6.5. Transmisión del cortante en presencia de los agujeros de paso del pretensado transversal

Dada la existencia de agujeros circulares transversales en las almas de las vigas, para paso del pretensado transversal, se ha comprobado el buen funcionamiento del alma de la viga para recoger el cortante transmitido a la misma. Para ello se realizó un modelo de elementos finitos introduciendo un sistema de cargas autoequilibrado y estáticamente equivalente a la situación que se produce en el extremo de una viga genérica que transmite un cortante de referencia. El cálculo mostró una concentración de tensiones alrededor del agujero de paso, en la parte superior y en la parte inferior, sin que se produzcan tensiones de tracción excesivas al ser del orden de magnitud de la resistencia a tracción del hormigón.

6.6. Estabilidad al pandeo lateral de las vigas durante el montaje

Se comprobaron dos posibles situaciones de la viga:

- Durante el levantamiento y sometida a su peso propio.
- En fase provisional, cuando la viga recibe el resto del peso propio, hormigonando in situ.

6.7. Flexión en ELU

Se ha comprobado el ELU de flexión en las vigas 1 a 2 de la losa 1, las únicas en las que se admite el dimensionamiento en clase III.

6.8. Comprobación de la biela de apoyo de las vigas

Se trata de comprobar la transmisión de cargas directas al apoyo, cuando éstas se encuentran lo suficientemente cerca del mismo, de acuerdo con la metodología establecida por el BPEL 91. Se establece el caso más desfavorable, que aparece en la losa 1 y en la viga 6, lado sur, con una reacción de 2570 kN en ELS. Se ha comprobado un valor en ELU de $1,50 \times 2.570 = 3.860$ kN.



Figura 14. Aparatos de apoyo de neopreno zunchado

7. COMPROBACIÓN DE LOS APARATOS DE APOYO

Se ha dispuesto apoyos de neopreno zunchados de $900 \times 900 \times 240$ (185) $n=10$. El criterio de dimensionamiento de los apoyos no ha sido una condición de resistencia a la reacción vertical transmitida por la losa sino una condición de vibración admisible, utilizándolos como dispositivos de reducción del impacto vibratorio en la losa. Una vez realizado el estudio de vibraciones de la estructura, se tomó la decisión de aislar la losa de apoyo de los edificios mediante un fuerte espesor de neopreno zunchado con objeto de aislar la losa de la vibración del ferrocarril y garantizar el confort de los habitantes de los edificios. Este gran espesor de neopreno (Figura 14) asegura a priori que no hay problemas de rigidez de estos apoyos al proceder al pretensado de 2ª fase de la losa, pero obliga a comprobar la condición de apoyo reptante, al ser la reacción vertical muy baja respecto a la superficie total de apoyo dispuesta.

8. ESTUDIO DE VIBRACIONES

8.1. Introducción

Las oscilaciones mecánicas se suelen clasificar en impactos y vibraciones, utilizando generalmente la primera palabra en edificios y la segunda en maquinaria industrial. En este caso lo que preocupaba eran las vibraciones de tipo estocástico, es decir, vibraciones aleatorias producidas por impulsos irregulares, que en este caso se producen por el paso de trenes bajo la losa que cubre la trinchera ferroviaria. Una oscilación mecánica se puede describir por su frecuencia (Hz), su amplitud de oscilación, su velocidad de oscilación y sus variaciones en el tiempo (aceleración). Es este último valor el elegido para valorar el efecto de las vibra-

ciones inducidas por el paso de trenes sobre los edificios soportados por la losa:

$$a = (2\pi f)^2 d = \omega^2 d \quad (12)$$

a=aceleración f=frecuencia d=desplazamiento

La vibración es la transmitida por una superficie de apoyo al cuerpo del usuario del edificio, a través de los pies o de la superficie sobre la que está tumbado. Su banda de frecuencia se sitúa entre 1 y 80 Hz. La importancia de las oscilaciones mecánicas, caracterizadas por su frecuencia, amplitud y duración, determina si su acción es perjudicial o no para el bienestar del usuario.

8.2. Marco legal

Los criterios de estados límite de servicio (ELS) a cumplir bajo el efecto de vibraciones se definen en normas específicas. A título indicativo, se pueden citar las normas siguientes:

- Efectos sobre el confort de personas y maquinaria en general: ISO 2631-2.
- Norma DIN 4150-2.

8.3. Valores límite y valores indicativos

En lo que se refiere a valores límite para las vibraciones, no existen todavía valores aceptados internacionalmente dada la gran subjetividad en su apreciación. Existen sin embargo valores indicativos que si se respetan permiten, por regla general, evitar la molestia por vibraciones. En este caso se ha considerado que no existen vibraciones de eje vertical al estar los muros de apoyo de la losa cimentados sobre micropilotes, anclados en el sustrato rocoso y con un empotramiento de 2 metros en la caliza, por debajo del nivel de las vías. En este caso, con una losa de

reparto en dos direcciones, la frecuencia propia obtenida $f(\text{Hz})$ más baja en el cálculo ha sido de 0,50 Hz, lo que está lejos del valor crítico de frecuencia propia para una estructura convencional que soporta personas (3,5 Hz). La norma ISO 2631-2: 1989 da valores de referencia para el confort de los usuarios respecto a las vibraciones inducidas en los edificios que, sin embargo, han sido suprimidos en la Norma ISO 2631 más actual, dada la subjetividad y la dificultad para definir un nivel de vibración que garantice el confort del usuario. Teniendo en cuenta todas estas dificultades, se ha considerado que el confort está garantizado si se respeta el siguiente criterio de aceleración: Vivienda/por la noche/a $\leq 0,0040 \text{ m/s}^2$. La masa total se moviliza al 90 % en los 10 primeros modos de vibración en lo que se refiere a la vibración horizontal, con modos propios de frecuencias comprendidas entre 0,5 Hz y 2,5 Hz. El valor de $0,0040 \text{ m/s}^2$ está comprendido entre las curvas 8 y 16 de las recomendaciones ISO 2631-2: 1989, para el rango de frecuencias entre 0,5 Hz y 2,5 Hz. El valor límite a no sobrepasar, para vibraciones de tipo estocástico transitorio, es por tanto $0,0040 \text{ m/s}^2$, límite que se comprobó aplicando la siguiente metodología:

1. Se dispusieron 3 secciones de medida y 3 registros a cada lado de la vía, situados a distancias diferentes y cubriendo así la totalidad de la longitud de la obra.
2. Se realizó el análisis completo de estos datos, obteniendo acelerogramas sintéticos y su espectro de respuesta, así como la envolvente máxima de estos espectros.
3. A la vista de estas envolventes, se interpretaron los resultados obtenidos, valorando las condiciones de funcionamiento de la fuente y la posición respecto de ésta de los puntos de medida, así como la presencia de pantallas de atenuación de la señal (muros de gravedad SNCF) y la posición del futuro receptor de esas vibraciones (muro de apoyo de las vigas prefabricadas). El límite de aceleración se fijó teniendo en cuenta la forma de ejecución, el número de plantas del edificio, el tipo de cimentación y el tipo de terreno.

8.4. Dispositivos de reducción de impacto vibratorio en vías

La reducción del impacto vibratorio provocado por el tráfico ferroviario puede hacerse bien por reducción de los esfuerzos de contacto entre rueda y carril o bien por atenuación de la propagación de las vibraciones con una vía adaptada para ello. Si se elige reducir los esfuerzos de contacto rueda-carril, los dispositivos disponibles pueden ser los siguientes:

- Sistemas anti-deslizamiento para evitar la aparición de irregularidades.

- Pulido de los carriles con desgaste significativo.
- Utilización del carril soldado largo para evitar irregularidades.
- Comprobación regular de la geometría de la vía.

Si por el contrario se decide atenuar la propagación de las vibraciones, los dispositivos existentes suelen ser alguno de los siguientes:

- Apoyo elástico de los carriles, con zapata flexible entre carril y traviesa.
- Aumento del espesor de balasto bajo la traviesa en las zonas más críticas.
- Utilización de “colchones” elásticos bajo el balasto en las zonas más críticas.
- En túneles en zonas habitadas se puede colocar la vía sobre una losa flotante.

Como los edificios se construyen con la vía ya presente, no son exigibles a la SNCF tales medidas de reducción de impacto vibratorio. En todo caso, se trata de un posible mecanismo de reducción de impacto vibratorio adicional a largo plazo y si se produce un cambio o renovación de la vía.

8.5. Dispositivos de reducción de impacto vibratorio en la losa

Al ser una losa construida sobre una línea de ferrocarril preexistente, la zona de vías se encuentra aislada con respecto a los muros verticales de apoyo de la losa, situados por detrás de los muros de gravedad SNCF que contienen los taludes. Por tanto, estos muros ejercen un cierto aislamiento respecto a la fuente de vibración. Una vez realizado el cálculo ya descrito de vibraciones, se tomó la decisión de aislar la losa de apoyo de los edificios disponiendo un fuerte espesor de neopreno zunchado. Los resultados del cálculo condujeron a apoyos de neopreno zunchado de dimensiones $900 \times 900 \times 240$ (185). En lo que respecta a los pilares de los edificios no cimentados directamente en la losa, sino en el terreno exterior a la trinchera, se decidió aislarlos también con neoprenos.

8.6. Metodología de medida

Para evaluar los efectos de las vibraciones mecánicas producidas por los trenes a su paso bajo la losa soporte de los edificios, se obtuvieron los datos en forma de registro continuo de la aceleración en función del tiempo. Como la frecuencia propia de la estructura se sitúa en la banda de las bajas frecuencias, los aparatos de medida más adecuados son los captadores de velocidad, con frecuencias propias de 1 Hz, lo que permite el registro en función del tiempo de la banda de frecuencias comprendida entre 1 y 150 Hz, con



Figura 15. Montaje de la cimbra utilizada para la demolición del Pont-Vieux



amplitudes de velocidad comprendidas entre 0,1 mm/s y 50 mm/s. El movimiento en cada punto de medida se registró en las tres direcciones, la vertical y las dos horizontales según el eje de la vía y perpendicularmente a la vía.

8.7. Estudio de vibraciones

El estudio de vibraciones se realizó en las condiciones siguientes:

- Medidas en 3 puntos situados a cada lado de las vías durante un tiempo representativo del funcionamiento de la fuente emisora, pudiendo así tener en cuenta su variación de funcionamiento (trenes) a lo largo del tiempo y la distancia entre la construcción (muros de apoyo de la losa) y dicha fuente (vías).
- Análisis de estos registros en el dominio del tiempo, obteniendo acelerogramas que permiten generar sus espectros de respuesta y obteniendo las envolventes de estos espectros para los diferentes puntos de medida.
- Cálculo sísmico elástico-lineal con la regla cuadrática de combinación de modos propios de la estructura completa (losa y edificios) y con el espectro de respuesta envolvente. Se obtiene el valor máximo de los desplazamientos en cada punto de la estructura y multiplicando por ω^2 se traducen en aceleraciones.

8.8. Resumen del proceso de cálculo

Comprende las fases siguientes:

1. Modelización de la estructura del edificio 1 (luz máxima de 40 m en las vigas de la losa y sin garajes intermedios) así como del edificio 5 (luz máxima de 20 m en dichas vigas y con dos plantas de garajes).
2. Cálculo de las masas concentradas a considerar en los nudos de cada uno de los modelos.
3. Obtención de los modos propios de vibración de la estructura.

4. Cálculo sísmico con el espectro envolvente obtenido a partir de los registros realizados.
5. Obtención de las aceleraciones horizontales a_x , a_z .
6. Comparación de los resultados obtenidos con el criterio de aceleración máxima.

El proceso anterior se reitera varias veces en los dos edificios tipo, variando el espesor de los apoyos de neopreno, lo que tiene una influencia inversamente proporcional sobre los valores máximos de las aceleraciones horizontales a_x , a_z . El espesor elegido garantiza valores máximos de aceleraciones menores que el límite de $0,0040 \text{ m/s}^2$.

9. CONTROL DE FLECHAS

Se ha realizado un estudio de la evolución de la flecha de las vigas que soportan líneas de pilares, concluyendo que no es necesaria ninguna medida particular de contraflechas.

10. DEMOLICIÓN DEL PONT-VIEUX

La colocación de vigas se interrumpió al llegar al Pont-Vieux, procediendo a continuación a su demolición. Se trataba de un puente arco de mampostería de 18 metros de luz construido con dovelas de piedra a hueso, con un rebajamiento flecha/arco de 1/4 y con terraplén de relleno hasta conseguir la rasante.

La estructura prevista para su demolición consistió en una plataforma de perfiles HEB 450 apoyada sobre dos vigas de la losa ya colocadas. Esta plataforma tenía como misión sostener toda la estructura de la cimbra, transmitir las cargas a estas dos vigas prefabricadas y servir como elemento de seguridad contra la caída de objetos sobre la vía.

El material fue suministrado por la empresa RMD-Kwikform Ibérica, consistiendo en vigas tipo Megashor y perfiles RMD 300, unidos todos ellos con vigas de tipo Super Slim apoyadas en cimbras arco, de forma que se apoyó un encofrado que reproducía la curvatura del intradós del arco (Figura 15). La distan-



Figura 16. El Pont-Vieux en curso de demolición y desmontaje de la dovela de clave

cia entre ejes de cimbras era de 1,01 m, disponiendo un total de 5 cimbras para soportar el puente a demoler y 2 cimbras adicionales a cada lado del puente para soportar una plataforma de trabajo y protección de la vía. La transmisión de cargas a la cimbra se hizo con gatos: 4 situados bajo la zona central de las cimbras y uno en el lado sur de cada cimbra.

Los 4 gatos de la zona central se apoyaban en perfiles HEB 450 y el gato situado en el lado sur se apoyaba sobre una zapata de hormigón. El apoyo en la zona norte se hace sobre una viga RMD 600 que transmite la carga a dos voladizos de perfiles Header Beam, anclados con micropilotes, para evitar el momento de vuelco. Las hipótesis de carga consideradas fueron las siguientes:

1. Peso propio de la parte metálica de la estructura.
2. Carga permanente: peso propio de los perfiles Super Slim más el encofrado de madera y la cubierta de protección, en total 2 kN/m².
3. Sobrecargas de 4 kN/m².
4. Peso propio de las dovelas del puente y del relleno soportado, con una densidad supuesta de 23 kN/m³.

5. Peso de las 2 máquinas excavadoras, 250 kN cada una.

Las fases de desmontaje del puente se previeron de forma que se respetase exactamente las fases de montaje durante su construcción, pero en sentido inverso (Figura 16). Esta información fue obtenida a partir de la consulta de sus planos originales de ejecución, que están disponibles en el archivo de la ciudad de Hendaya.

11. SUSTITUCIÓN DEL PONT-VIEUX

Una vez demolido el Pont-Vieux fue preciso reponer lo antes posible el paso de la trinchera por este punto, mediante una pasarela peatonal provisional (Figura 17) y a continuación sustituir el puente demolido por otro puente, con categoría de puente de carretera, e integrarlo en la promoción inmobiliaria en curso.

11.1. Justificación de la estructura elegida

Teniendo en cuenta la necesidad de respetar el gálibo ferroviario de 5,20 m y las cotas existentes de la calle a ambos lados de la trinchera, el canto de la losa



Figura 17. Aspecto de la trinchera tras demoler el Pont-Vieux e instalar una pasarela peatonal provisional

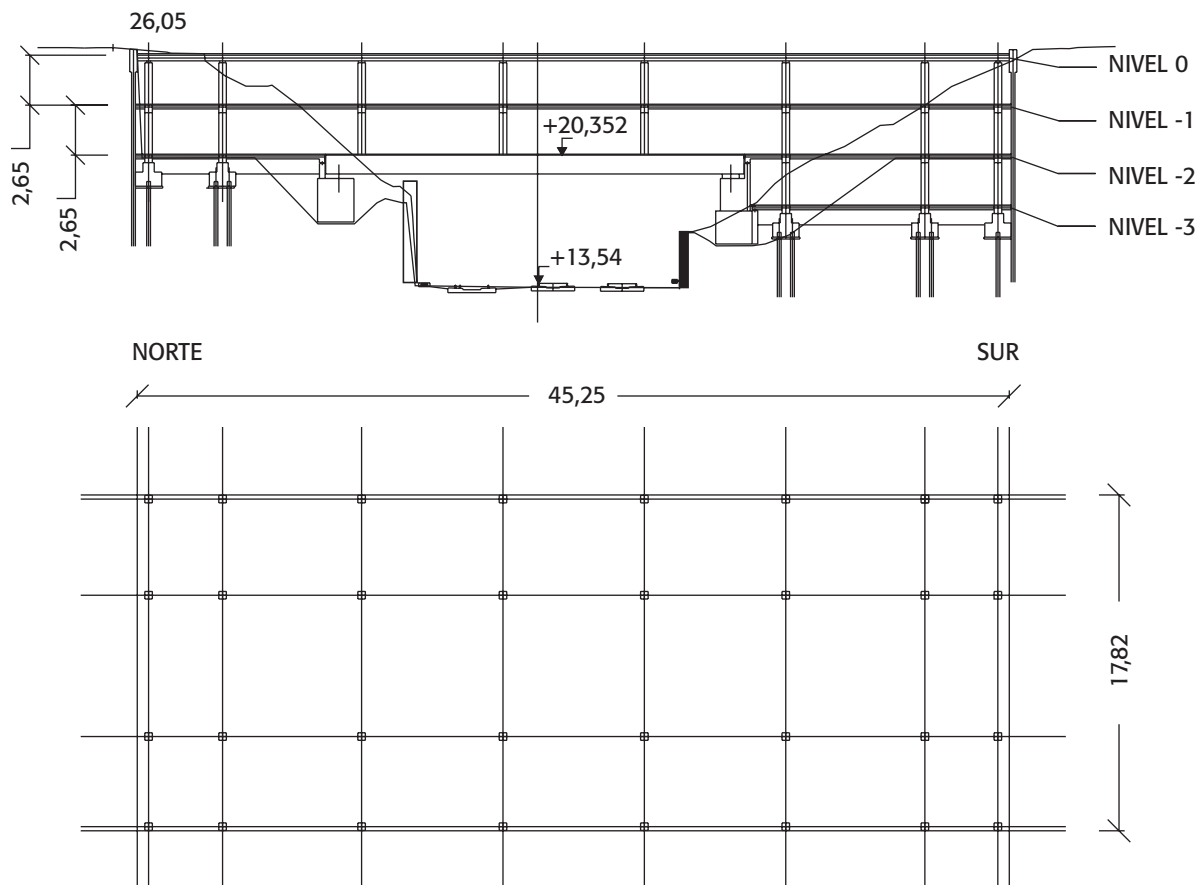


Figura 18. Sección transversal y planta por el nuevo Pont-Vieux

del nuevo Pont-Vieux y de las losas intermedias de aparcamiento tenía que ser lo menor posible.

La distribución de pilares en la dirección longitudinal del puente venía impuesta por la distribución de pilares de los edificios colindantes de la promoción, que definen una luz máxima de 7,50 m entre ejes (Figura 18). Para esta luz se eligió una losa de hormigón armado de 30 cm de canto en la losa superior, la que sustituye al puente, apoyada sobre neoprenos. Para la entreplanta del aparcamiento se eligió una losa de 20 cm de canto y vigas de rigidez unidireccionales de 40 cm de canto total, dispuestas en la dirección longitudinal de las vías del tren y empotradas en los pilares, los cuales a su vez se empotran en la losa principal sobre vías, es decir, la losa de vigas prefabricadas pretensada en dos direcciones.

11.2. Cargas consideradas

Las cargas consideradas, de acuerdo con el documento normativo francés que regula la materia para puentes de carretera [8], son las siguientes:

- Peso propio de la losa de canto constante: $h=30$ cm.
- Pavimento: 8 cm de capa de rodadura en el ancho de circulación, lo que supone $1,92$ kN/m².
- Sobrecarga de jardín: 0,5 m de altura de tierras de peso específico 18 kN m³ en cualquier posición sobre las aceras de la losa.

- Sobrecarga sobre el jardín: $5,5$ kN/m².
- Sistema de cargas A: Puente de 2ª clase de 2 vías y ancho de circulación de 6,5 m.
- Frenado: Sistema B ($6,579$ kN/m) como más desfavorable.
- Temperatura: rango de temperaturas de -40°C a $+3^{\circ}\text{C}$, y temperatura inicial de $+5^{\circ}\text{C}$.
- Sistema de cargas Bt: para la comprobación de elementos locales.

En cuanto a la losa intermedia del aparcamiento:

- Peso propio de la losa de canto constante: $h=20$ cm.
- Peso propio de las vigas de rigidez de canto 40 cm.
- Pavimento: 5 cm de capa de rodadura, $1,10$ kN/m².
- Sobrecarga: Aparcamiento de vehículos ligeros, $2,5$ kN/m².

11.3. Estados límite considerados en el cálculo

En lo relativo a las combinaciones de acciones, se han realizado las comprobaciones habituales en ELS y ELU. Las comprobaciones de ELS atañen principalmente a los valores de las flechas en las losas durante toda la vida útil de la estructura, es decir, a tiempo cero y a tiempo infinito, así como al valor de las tensio-



Figura 19. Losa de entreplanta en curso de ejecución y prueba de carga del nuevo Pont-Vieux

nes en el hormigón y en el acero. Las comprobaciones en ELU atañen principalmente a la resistencia a flexión, cortante, punzonamiento de la losa del puente bajo carga concentrada de 10 t y a la transmisión de las cargas concentradas en los pilares. Se establece una distribución de armadura en ELU y a continuación se verifican las tensiones con criterios de ELS en el hormigón y en el acero. Finalmente, se obtienen los valores probables de flechas a tiempo cero y a tiempo infinito, teniendo en cuenta el estado de fisuración, utilizando un procedimiento iterativo de cálculo de inercias fisuradas de las secciones función de los esfuerzos aplicados sobre las mismas. El estudio de flechas resultó en unas contraflechas máximas de 35 mm en vigas y losas. La comprobación en ELS se realizó de acuerdo con el reglamento francés BAEL 91, en condiciones de fisuración perjudicial, con un recubrimiento mínimo de las armaduras de 30 mm. Las tensiones límite a no superar en acero y hormigón son las siguientes:

TENSIÓN EN EL HORMIGÓN: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{cj}$

(Losas de entreplanta)

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{ck} \times 35 = 21 \text{ MPa} \quad (13)$$

(Losa superior del puente)

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{ck} \times 40 = 21 \text{ MPa}$$

TENSIÓN EN EL ACERO:

Si $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{MIN} \begin{cases} 2/3(f_c) = 2/3(500) = 333 \text{ MPa} \\ 110\sqrt{\eta f_{ij}} = 110\sqrt{1,6 \times 2,7} = 229 \text{ MPa} \end{cases} \quad (14)$$

Si $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{MIN} \begin{cases} 2/3(f_c) = 2/3(500) = 333 \text{ MPa} \\ 110\sqrt{\eta f_{ij}} = 110\sqrt{1,6 \times 3,0} = 241 \text{ MPa} \end{cases}$$

En la Figura 19 se aprecia una fase intermedia de ejecución, donde se está encofrando la entreplanta, y una imagen de la realización de la prueba de carga del puente de carretera que sustituye al Pont-Vieux.

11.4. Equilibrio horizontal de la estructura

El puente está bloqueado en su desplazamiento horizontal por las dos vigas en cabeza de la pantalla de micropilotes norte y sur. Lo mismo le sucede a la losa de entreplanta del aparcamiento. Este bloqueo sirve para transmitir todos los esfuerzos de frenado sobre el puente y por otro lado asegura el equilibrio horizontal de las pantallas de micropilotes a tiempo infinito, es decir, cuando ya no se puede considerar la acción estabilizadora de los tirantes de anclaje al terreno en cabeza de pantalla. Estos tirantes resultan eficaces sólo en ejecución, ya que se anclan bajo la calzada de la calle y son por tanto inactivos a tiempo infinito.

11.5. Pilares

Los pilares se han comprobado con el método de cálculo de Faessel, habitual en Francia, que tiene en cuenta las excentricidades de 2º orden y permite comprobar su estabilidad a pandeo.

12. CONSTRUCCIÓN DE LAS LOSAS LATERALES

Una vez terminada la losa de vigas pretensadas se procede simultáneamente a la construcción de los edificios, de las losas laterales de continuidad, al nivel de la losa principal sobre la trinchera, y de las losas de entreplanta del aparcamiento (Figura 20), en general de anchos variables y que se adaptan a la topografía tanto en planta como en alzado de la trinchera.

Del lado norte (ver Figura 21 y Figura 22) y ante la falta de muro pantalla contra el que referir las cargas horizontales, se previó una célula triangular que canaliza la reacción horizontal del muro pantalla sur a través de la losa directamente al terreno. Esta célula triangular se ancla al suelo con anclajes definitivos del lado donde hay reacciones de tiro.

La Figura 22 y la Figura 23 muestran secciones de la estructura hasta el nuevo Pont-Vieux y las soluciones elegidas en las losas laterales para asegurar la transmisión de las fuerzas horizontales entre muros pantalla norte y sur.



Figura 20. Edificio 1 en ejecución (Octubre 2009), al lado del Pont-Neuf (Av. Charles de Gaulle), y aspecto de la losa terminada, vista desde el nuevo Pont-Vieux, con la armadura de pilares del resto de edificios en espera para ejecución

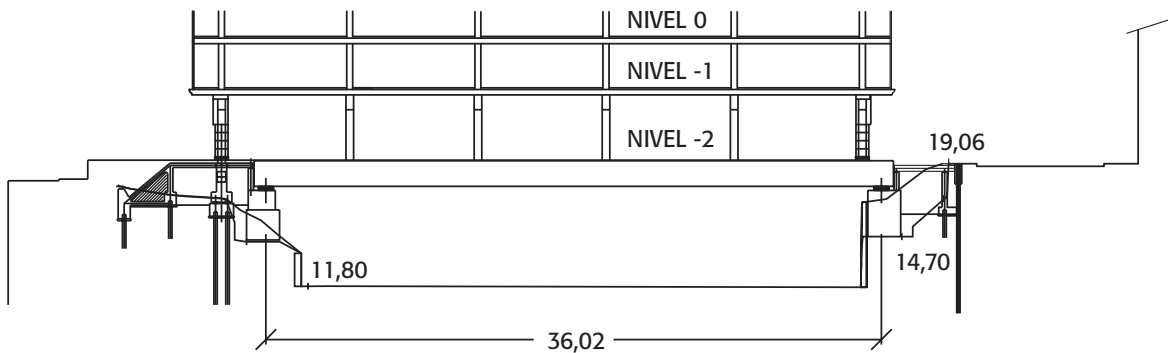


Figura 21. Sección por la viga 6, losa 1 al lado del Pont-Neuf (Av. Charles de Gaulle)

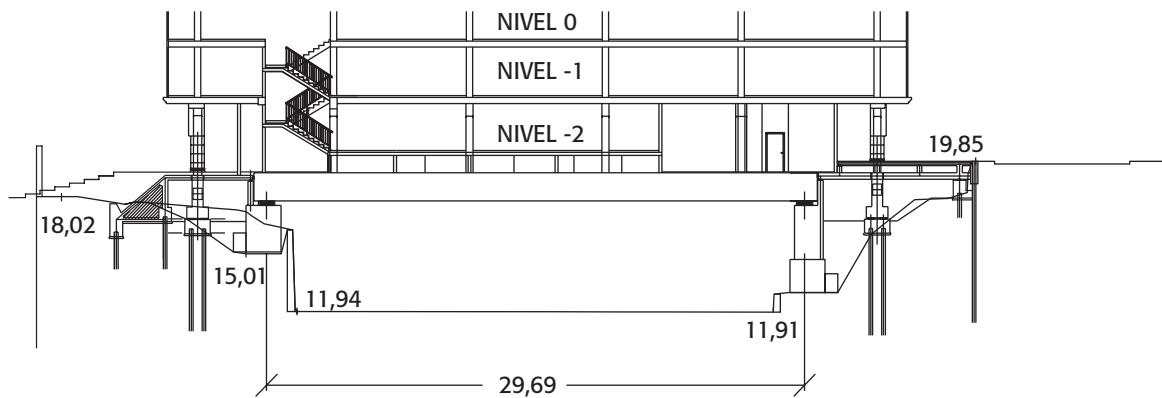


Figura 22. Sección por la viga 21, losa 1 al lado del Pont-Neuf (Av. Charles de Gaulle)

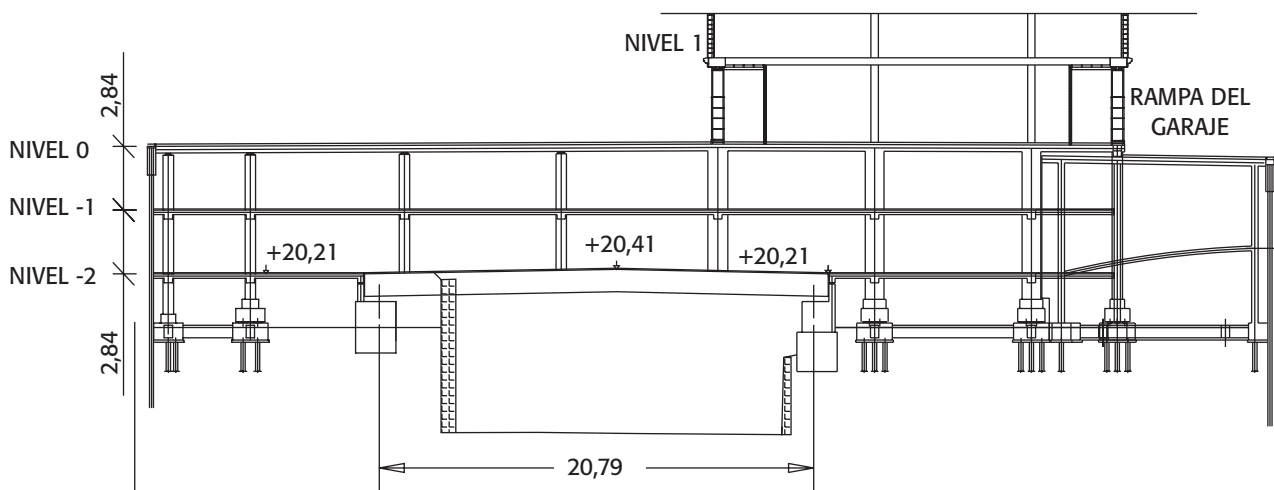


Figura 23. Sección por la viga 134, losa 4.2



Figura 24. Edificios 1 y 2 ya habitados (Agosto 2011), al lado del Pont-Neuf (Av. Charles de Gaulle). Aspecto de la losa vista desde el nuevo Pont-Vieux hacia Bayona, con la armadura de pilares del resto de edificios protegida (bloques prismáticos)

La curvatura de las vigas de la losa principal, debida al pretensado, se utiliza en parte como drenaje natural de posibles entradas de agua en caso de inundación hacia los bordes de la losa. Los forjados superiores se construyen horizontales, tomando como referencia el punto de máxima flecha vertical hacia arriba de las vigas pretensadas (ver Figura 23).

El aparcamiento dispone de un acceso en rampa, inscrito en un cilindro vertical curvo en planta e integrado en la estructura de las losas que, a su vez, se utiliza como elemento de estabilidad frente a las cargas horizontales del terreno, tal y como se puede observar en la Figura 23.

En la Figura 24 se puede ver el aspecto final de los primeros edificios de la promoción ya terminados, así como de la losa a la espera de ejecución del resto de los edificios.

REFERENCIAS

[1] DIVET, L. *Les réactions sulfatiques internes au béton: contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'étringite*. Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2001. (Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Série Ouvrages d'Art. Rapport n° 40. LPC-ER-OA-01-40 (2001).

[2] AFNOR. *Norme NF P 06-004 : Bases de Calcul des Constructions. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation dues aux forces de Pesanteur*. AFNOR, mai 1977.

[3] AFNOR. *Norme NF P 06-001 : Bases de Calcul des Constructions. Charges d'Exploitation des Bâtiments*. AFNOR, juin 1986.

[4] AA.VV. *BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*. Paris : Eyrolles, 2000. 352 p. ISBN : 2-212-10023-X

[5] IGLESIAS, C. "Long-Term Behavior of Precast Segmental Cantilever Bridges". *Journal of Bridge Engineering*, 2006, vol. 11, n°3, p. 340-349..

[6] HENRY, T. *Le Béton Précontraint aux États-Limites*. Paris: Presses de L'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1985. p. 283-290.

[7] MINISTÈRE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT; MINISTÈRE DE L'ECONOMIE ET DES FINANCES. *Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art*. Fascicule 61 du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics relevant des services de l'équipement. Titre II Programme de charges et épreuves des ponts routiers, annexé à la circulaire n° 71-155 du 29 décembre 1971. 78 p.

DATOS GENERALES Y RELACIÓN DE PARTICIPANTES

NOMBRE DE LA OBRA:	Couverture de la Tranchée Ferroviaire d'Accès à la Gare d'Hendaye
DESTINO:	Viviendas, locales comerciales, oficinas, hotel residencia de turismo
PROPIEDAD:	ENTREPUESTES, S.L.
OFICINA DE CONTROL:	Bureau Veritas, Agence Aquitaine Bigorre, Service Pays Basque-Landes M. Bruno Somet (Chef de Service) M. Julien Harymbat (Ingénieur Généraliste BTP)
DIRECCIÓN DE OBRA POR PARTE DE LOS FERROCARRILES FRANCESES (S.N.C.F.):	M. Jean Claude Berger, Ingénieur en Chef S.N.C.F., Direction Poitou-Charentes Aquitaine, Bordeaux
INGÉNIEUR EN CHEF S.N.C.F. PARA EL DESPLAZAMIENTO DE LA CATENARIA:	M. Gilles Renoux
ARQUITECTO PARA LOS EDIFICIOS:	D. Juan Eizmendi
AUTORES DEL PROYECTO Y ASISTENCIA TÉCNICA A LA DIRECCIÓN Y EJECUCIÓN DE LA OBRA:	CARLOS FERNÁNDEZ CASADO D. Leonardo Fernández Troyano D. Celso Iglesias Pérez Dña. Lucía Fernández Muñoz
MECÁNICA DEL SUELO :	Ikerlur
EMPRESA CONSTRUCTORA:	Altuna y Uría
JEFATURA DE OBRA:	D. Pedro Uribe (Director Técnico) D. Manu Nartallo (Jefe de Obra) Dña. Eider Berridi (Jefe de Obra) D. Xabier Arrúe (Jefe de Obra)
DIRECCIÓN DE OBRA:	IDOM
VIGAS PREFABRICADAS:	D. David Martínez (PRECON)
DEMOLICIÓN DEL PONT-VIEUX:	RMD-KWIKFORM IBERICA

REALIZACIONES ESPAÑOLAS

DIEZ AÑOS
DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

1998-2008

SPANISH WORKS

TEN YEARS OF
STRUCTURAL
ENGINEERING

Este nuevo libro de Realizaciones Españolas se suma a los ya publicados por la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), y antes por ATEP, para mostrar lo que se hace en España en el ámbito del hormigón y, por extensión, de la ingeniería estructural, con el objetivo de favorecer la difusión de información y la transferencia tecnológica. Las algo más de 140 obras incluidas en este libro han sido seleccionadas de entre un conjunto de obras excelentes como las más representativas del decenio 1998-2008, e incluyen puentes y estructuras de edificación, además de algún trabajo relacionado con la gestión de estructuras ya existentes.

La compra de publicaciones puede realizarse a través de la página Web de la Asociación

www.e-ache.com

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural



Colegio de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

Hormigón armado de alta resistencia con metacaolín y humo de sílice en ambiente marino: un trabajo experimental

High strength reinforced concrete with metakaolin and silica fume in marine environment: an experimental work

Marcelo Henrique Farias de Medeiros⁽¹⁾, Andressa Gobbi⁽²⁾, Janine Groenwold⁽²⁾, Carlos Gustavo Marcondes⁽²⁾ y Paulo Helene⁽³⁾

Recibido | Received: 04-08-2011
Aceptado | Accepted: 13-10-2011

Resumen

Una posible forma de modificar la dosificación, que tiene por objeto aumentar la vida útil de una estructura de hormigón armado, es la utilización de adiciones minerales. Sin embargo, sigue siendo importante estudiar algunos temas sobre la eficacia de estos materiales (sobre todo el metacaolín) en diferentes tipos de ambientes agresivos.

El objetivo de este trabajo es cuantificar el incremento de la vida útil producido por el metacaolín y el humo de sílice. Este trabajo avanza en este aspecto, presentando una forma fácil y práctica de cuantificar el incremento de vida útil producido por la utilización de adiciones en el hormigón de alta resistencia expuesto al ambiente marino. Los resultados demostraron que el metacaolín y el humo de sílice aumentaron, respectivamente, un 240% y un 440% la vida útil en ambiente marino. Esto puso de manifiesto la alta eficacia de la adición de metacaolín y humo de sílice para lograr un hormigón de mayor durabilidad para regiones muy afectadas por sales.

Palabras clave: hormigón; metacaolín; humo de sílice; durabilidad; ambiente marino.

Abstract

A possible way to modify the mix design, aiming to increase the service life of a reinforced concrete structure, is the use of mineral admixtures. However, it is still important to study some topics about the efficiency of these materials (especially metakaolin) in different types of aggressive environments.

The aim of this work is to quantify the increase in the service life caused by metakaolin and silica fume. This work advanced in this point, considers an easy and practical way to quantify the service life extension caused by the use of admixtures in high strength concrete exposed to marine environment. The results showed that metakaolin and silica fume increased service life in marine environment by 240 per cent and 440 per cent, respectively. This evidenced the high efficiency of the metakaolin and silica fume admixture as a way to produce more durable concrete for regions highly influenced by salt spray.

Keywords: concrete; metakaolin; silica fume; durability; marine environment.

(1) Profesor Dr. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Federal de Paraná (Paraná, Brasil).

(2) Ing. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Federal de Paraná (Paraná, Brasil).

(3) Profesor Dr. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Sao Paulo (Sao Paulo, Brasil).

Persona de contacto / Corresponding author: medeiros.ufpr@gmail.com

1. INTRODUCCIÓN

En 1900, se fabricaron unos 40 millones de m³ de hormigón en todo el mundo, mientras que en 1997 la cantidad fabricada fue de 6.400 millones de m³. Esto es un poco más de 1 m³ de hormigón por persona y año. Sólo el agua corriente se utiliza en mayor cantidad y frecuentemente debido a que se desperdicia [1, 2].

Por consiguiente, el hormigón armado es el material estructural más utilizado en la construcción en todo el mundo. Este material se ha utilizado desde 1850 y a pesar de ello, durante mucho tiempo no existió preocupación por su durabilidad. No obstante, desde hace algunos años, los ingenieros y toda la sociedad en general, han considerado la durabilidad del hormigón como un tema importante. En primer lugar por una razón económica, porque el coste de las reparaciones ha alcanzado un nivel tan alto que muchas veces supera el valor de la nueva construcción. Por otra parte, el aumento de la durabilidad tiene una relación directa con un problema medioambiental y ecológico como es el de la conservación de los recursos naturales [3, 4]. Además, el hormigón se ha utilizado en ambientes cada vez más hostiles como plataformas marinas y diferentes tipos de industrias químicas y nucleares. Por consiguiente, cada vez es más importante que el hormigón sea capaz de bloquear la penetración de agentes agresivos.

Uno de los principales agentes agresivos causante de corrosión en las estructuras de hormigón armado es el ión cloruro. Este ión agresivo está presente principalmente en regiones costeras, atmósferas industriales, depósitos de agua tratada y piscinas.

Es bien conocida la mejora producida por el metacaolín y el humo de sílice como adiciones al hormigón en la inhibición de la penetración de cloruros [5-10]. Sin embargo, es necesario estudiar formas de cuantificar el incremento de vida útil producido por estas adiciones minerales. Las mejoras de este trabajo en este aspecto, plantean una forma fácil y práctica de cuantificar la prolongación de la vida útil, producida por la utilización de adiciones en hormigón de alta resistencia expuesto al ambiente marino.

Antes de presentar el trabajo experimental es importante aclarar que, en este estudio, se consideró como vida útil el estadio de corrosión inicial de las armaduras de acero. Los modelos existentes están simplificados y no proporcionan valores exactos. Teniendo en cuenta esto, es importante destacar que las predicciones de vida útil presentadas en este trabajo sólo son válidas en las condiciones siguientes:

- El modelo elegido sólo considera el transporte de iones por difusión y no considera el mecanismo de absorción, aunque éste también tiene un gran efecto sobre la penetración de los iones cloruro en el hormigón.

- La estructura de hormigón armado está al comienzo de su vida útil (empezando desde el periodo de iniciación).
- El agente de degradación más rápido es el ataque por cloruros.
- Ningún factor externo accidental ha afectado a las propiedades del recubrimiento de hormigón.

Para calcular los coeficientes de difusión de cloruros se suele utilizar normalmente el ensayo de migración del cloruro según ASTM1202/08. Sin embargo, se sabe que este ensayo tiene problemas relacionados principalmente con el efecto Joule, que provoca el calentamiento diferencial de los electrodos del estudio. Por ello, también es importante aclarar que los coeficientes de difusión de cloruros utilizados en este trabajo se calcularon basándose en un ensayo que también presenta inconvenientes.

2. MATERIAL Y MÉTODOS

El cemento utilizado en este trabajo se denomina CPV ARI, que es equivalente al cemento tipo III según ASTM C 150 [11] y al cemento CEM I 42.5 R según EN 197 (cemento Portland de alta resistencia inicial). La composición química y las propiedades físico-mecánicas del cemento se presentan en la Tabla 1.

El metacaolín y el humo de sílice evaluados en este estudio tienen una densidad específica de 2,65 kg/dm³ y 2,18 kg/dm³, respectivamente. La composición química del metacaolín y el humo de sílice se presenta en la Tabla 2.

El árido grueso utilizado para preparar el hormigón era un árido granítico denso, de machaqueo (densidad aparente = 1.424 kg/m³ y densidad específica = 2.742 kg/m³). El árido fino era arena silíceo natural (densidad aparente = 1.480 kg/m³ y densidad específica = 2.600 kg/m³). El análisis granulométrico de los áridos utilizados en este trabajo se presenta en la Figura 1.

2.1. Diseño de la mezcla

Para las dosificaciones de la mezcla utilizadas en este trabajo, se mantuvieron constantes los parámetros siguientes .

- Tres relaciones material cementiceo/áridos: 1:2,8; 1:3,6 and 1:4,4;
- Dosificación de adición empleada = 10 % del peso de cemento (en sustitución del contenido de cemento);

Tabla 1. Composición química y propiedades físico- mecánicas del cemento
Table 1. Chemical composition and physical properties of cement

(a) Composición Química (%) / (a) Chemical compositions (%)										
Cemento Cement	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	Cal libre Free lime	Álcalis totales Na ₂ O _e [*] Total Alkalies as Na ₂ O _e [*]
CPV-ARI	21.80	5.63	3.58	58.08	2.76	2.75	0.12	0.65	1.81	0.55
* Na ₂ O _e = Na ₂ O + 0.658 K ₂ O										
(b) Propiedades Físico – mecánicas / (b) Physical properties										
Cemento Cement	Peso específico Specific gravity (23 °C)	Finura Fineness		Tiempo de fraguado Setting time		Resistencia a compresión del mortero (MPa) Compressive strength of mortar (MPa)				
		Residuo en tamiz de 75µm (%) Residue on sieve of 75µm (%)	Area de suerficie especifica Blaine (m ² /kg) Blaine's specific surface area (m ² /kg)	Inicio Initial set (h:min)	Final Final set (h:min)	3 días days	7 días days	28 días days		
CPV-ARI	3.10	0.3	377	3:50	5:00	29.6	37.0	42.0		

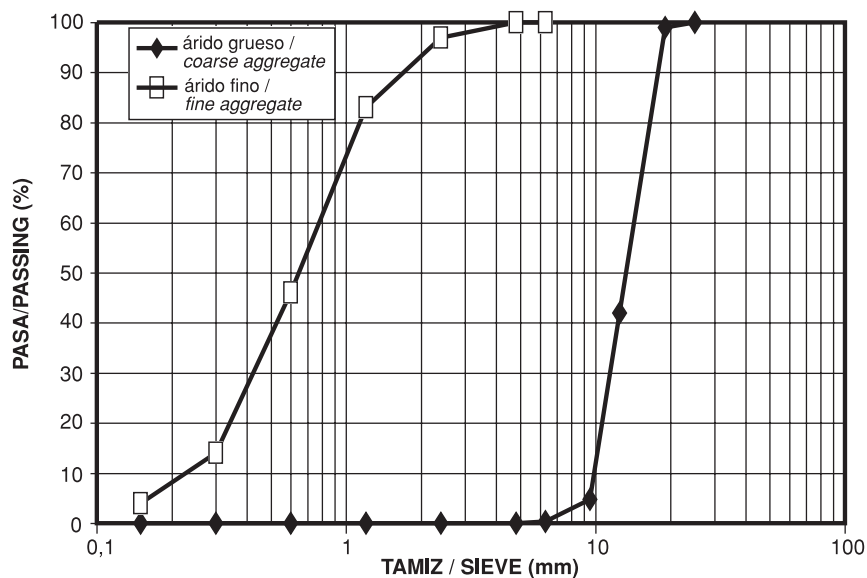


Figura 1. Análisis granulométrico de áridos
Figure 1. Granulometric analysis of aggregates

Tabla 2. Composición química de las adiciones
Table 2. Chemical compositions mineral admixtures

Composición Química (%) Chemical compositions (%)									
Adición / Mineral Admixture	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	Álcalis totales Na ₂ O _e [*] Total alkalies as Na ₂ O _e [*]
Metacaolín / Metakaolin	51.57	40.5	2.8	—	—	—	0.08	0.18	0.20
Humo de sílice / Silica fume	21.3	5.3	—	64.4	2.2	1.9	0.2	0.6	0.59

* Na₂O_e = Na₂O + 0.658 K₂O

Tabla 3. Dosificaciones del hormigón
Table 3. Mix proportions of concrete

Conglomerante: Aridos Binder: aggregates	Abreviatura Abbreviation	Sustitución Substitution	cemento : adición : árido fino : árido grueso ; agua/cemento cement : mineral admixture : fine aggregate : coarse aggregate ; water/cement	γ_c (kg/m ³)	C (kg/m ³)
1 : 2.8	R	referencia (0%) reference (0%)	1.00 : 0.00 : 0.82 : 1.98 ; 0.24	2 424	600
	M	metacaolín (10%) metakaolin (10%)	0.90 : 0.10 : 0.75 : 2.05 ; 0.26	2 361	582
	S	humo de sílice (10%) silica fume (10%)	0.90 : 0.10 : 0.75 : 2.05 ; 0.26	2 479	589
1 : 3.6	R	referencia (0%) reference (0%)	1.00 : 0.00 : 1.21 : 2.39 ; 0.28	2 475	507
	M	metacaolín (10%) metakaolin (10%)	0.90 : 0.10 : 1.12 : 2.48 ; 0.29	2 409	492
	S	humo de sílice (10%) silica fume (10%)	0.90 : 0.10 : 1.12 : 2.48 ; 0.30	2 389	487
1 : 4.4	R	referencia (0%) reference (0%)	1.00 : 0.00 : 1.59 : 2.81 ; 0.32	2 470	432
	M	metacaolín (10%) metakaolin (10%)	0.90 : 0.10 : 1.48 : 2.92 ; 0.33	2 359	411
	S	humo de sílice (10%) silica fume (10%)	0.90 : 0.10 : 1.48 : 2.92 ; 0.34	2 451	427

– La consistencia, medida mediante el ensayo de asentamiento, se ajustó a un valor constante de 80 mm \pm 10 mm.

La Tabla 3 presenta las proporciones de la mezcla, densidad plástica (γ_c) y consumo de conglomerante (C) de cada dosificación empleada. La medición de la densidad plástica se obtuvo llenando un contenedor metálico de volumen y peso conocidos con hormigón (γ_c = masa de hormigón ÷ volumen del contenedor). El consumo de conglomerante es γ_c dividido por la suma de las distintas proporciones de la mezcla de hormigón (conglomerante + áridos + relación agua/cemento).

Es importante señalar que la adición de metacaolín y humo de sílice se traduce en una reducción del contenido de mortero entre un 46 y un 48 %. Esto sucede porque parte de un material más denso (cemento Portland) se sustituye por un material menos denso (metacaolín o humo de sílice). Así se obtiene un mayor volumen de pasta y, por consiguiente, es posible reducir la masa del contenido de mortero.

2.2. Condiciones de curado y dimensiones de las probetas

Todas las probetas fueron curadas a 23°C \pm 2°C y un 98 % de humedad relativa durante 28 y 91 días para el ensayo de absorción. El periodo de curado de 91 días se ha usado en el ensayo de migración del cloruro para simular una estructura de hormigón armado con una hidratación avanzada y una alta proporción de reacción puzolánica.

En los ensayos de absorción, de migración de cloruros y de resistencia a compresión se usaron probetas cilíndricas de ϕ 10 x 20 cm.

2.3. Caracterización del hormigón (resistencia a compresión, absorción por inmersión y volumen de poros)

Para caracterizar cada una de las dosificaciones de este estudio, se han utilizado los siguientes ensayos. El procedimiento de ensayo para determinar la absorción por inmersión y el volumen de los poros sigue la norma ASTM C642/06. Las probetas se secan en un horno ventilado a 70°C hasta masa constante. Después se acondicionan en una cámara de secado con 50 % de humedad relativa y 25°C de temperatura. A continuación se pesan las probetas (obteniendo el peso en seco) y después se sumergen en un recipiente lleno de agua.

La absorción por inmersión y el volumen de poros son parámetros relacionados con la calidad del hormigón. Estas propiedades tienen relación directa con la penetración de los agentes agresivos en el hormigón sumergido o permanentemente saturado y húmedo.

2.4. Ensayo rápido de penetración de cloruros

Este ensayo se ha realizado siguiendo las especificaciones de la norma ASTM C1202/08. Después del periodo de curado, se cortan rebanadas de hormigón, de la parte central de las probetas, de 50 mm de

1. INTRODUCTION

In 1900, about 40 million m³ of concrete were produced all over the world, whereas in 1997 the amount produced was about 6.4 billion m³. This is a little more than 1 m³ of concrete per person per year. Only fresh water is used in larger amounts, and this is very often because it is wasted [1, 2].

Therefore, reinforced concrete is the structural material mostly used in constructions all over the world. This material has been used since 1850; despite this, there was no concern about its durability for a long time. However, some years ago, concrete durability was considered an important subject by engineers and all society. First for an economic reason, because the costs of repairs have reached such high levels that many times exceed the value of a new construction. On the other hand, the rise in durability involves an environmental and ecological issue with the conservation of natural resources [3, 4]. Moreover, concrete has been used in more and more hostile environments, such as maritime platforms and in different types of chemical and nuclear industries. Therefore, it is more and more important that concrete is capable to block the penetration of aggressive agents.

One of the main aggressive agents that cause corrosion in reinforced concrete structures is chloride ion. This aggressive ion is present mainly in coastal regions, industrial atmospheres, treated water reservoirs and swimming pools.

The benefit caused by metakaolin and silica fume as concrete admixture in inhibiting chloride penetration is already well known [5 - 10]. However, it is necessary to study ways to quantify the increase in service life caused by these mineral admixtures. This work advances in this point, considers an easy and practical way to quantify the service life extension caused by the use of mineral admixtures in high strength concrete exposed to marine environment.

Before presenting the experimental work it is important to clarify that in this work, service life was considered the initial corrosion stage of steel reinforcement and its value was estimated. The existing models are simplified generating not accurate values. Considering that, it is important to emphasize that the service life's predictions presented in this work are only valid in the conditions below:

- The model chosen considers only ion transportation by diffusion, and do not consider the mechanism of absorption although it has also great effect on chlorides ions ingress into the concrete;
- The reinforced concrete structure is at the beginning of its service life (starting from the initiation period);
- The fastest degradation agent is the chloride attack;
- No accidental external factors have affected the properties of the concrete cover.

Chloride migration testing according to ASTM1202/08 is normally used to estimate the chloride diffusion coefficients. However, it is known that this test has problems related mainly to the Joule effect, which causes the differential heating between the cells of study. So, it is also relevant to

clarify that chloride diffusion coefficients used in this work were estimated based on a test that also has shortcomings.

2. MATERIAL AND METHODS

The cement used in this work is denominated CPV ARI, which is equivalent to cement type III in accordance to ASTM C 150 [11] and to cement CEM I 42.5 R according EN 197 (high-early strength Portland cement). The chemical compositions and physical properties of the cement are listed in Table 1.

The metakaolin and the silica fume evaluated in this study has 2.65 kg/dm³ and 2.18 kg/dm³ specific gravity values respectively. The chemical composition of metakaolin and silica fume are presented in Table 2.

Coarse aggregate to prepare the concretes was a dense, crushed granitic stone (bulk density=1 424 kg/m³ and specific gravity=2 742 kg/m³). Fine aggregate was natural siliceous sand (bulk density=1 480 kg/m³ and specific gravity=2600 kg/m³). The granulometric analysis of aggregates used in this work is presented in Figure 1.

2.1. Mix design

The parameters below were kept constant for the mix design of this work.

- Three binder per aggregates ratios - 1:2.8; 1:3.6 and 1:4.4;
- Admixture ratio = 10 % by cement mass (instead of cement);
- The flow, measured by slump test, was adjusted to be constant at 80 mm ± 10 mm.

Table 3 presents the mixture proportions, plastic density (γ_c), binder consumption (C) of each mix proportion. The plastic density was obtained filling a metallic container of known volume and weight with concrete ($\gamma_c = \text{concrete mass} \div \text{container volume}$). The binder consumption is γ_c divided by the concrete mix proportioning (binder + aggregates + water/cement ratio).

It is important to point out that the addition of metakaolin and silica fume resulted in the reduction in mortar content by 48 per cent to 46 per cent. This occurs because part of a denser material (Portland cement) was replaced with a less dense material (metakaolin or silica fume). This resulted in greater paste volume and, therefore, it was possible to reduce the mortar content in mass.

2.2. Curing conditions and dimensions of specimens

All the specimens were cured at 23°C ± 2°C and 98 per cent of relative humidity for 28 and 91 days for absorption test. The curing period of 91 days was adopted for chloride migration tests to simulate a reinforced concrete structure with advanced hydration and high rate of pozzolanic reaction.

Cylinders of ϕ 10 x 20 cm were used in the compressive strength procedure, chloride migration and absorption tests.

espesor y 100 mm de diámetro. La norma ASTM C1202/08 recomienda la extracción de una rebanada por probeta para evitar la variabilidad en los resultados causada por las diferencias de porosidad entre las capas. Sin embargo, en este estudio, se han obtenido dos rebanadas por probeta basándose en estudios previos [12, 13] donde se prueba que el uso de más de una rebanada en el ensayo de migración no produce variación de los resultados.

Después de eso las probetas son saturadas al vacío durante 24 horas. Este procedimiento consiste en colocar las probetas en un desecador de vacío y aplicar una presión de vacío de 1 mmHg (133 MPa) durante 3 horas. Luego se llena el desecador con agua desaireada hasta que todas las probetas están sumergidas y se mantiene la presión de vacío durante una hora más. Seguidamente se apaga la bomba de vacío y se mantienen las probetas sumergidas durante 20 horas.

Las probetas de 50 mm de espesor se sitúan entre dos celdas acrílicas, cada una de ellas con 280 cm³ de volumen de solución. Una de las celdas se llena con una solución 0,3 M NaOH y la otra con una solución de NaCl al 3 %. Las celdas están conectadas durante 6 horas a una fuente de alimentación de 60 V, durante las cuales el electrodo de NaOH se convierte en el ánodo y el electrodo de NaCl se convierte en el cátodo. En la Figura 2 se muestra una presentación esquemática de la celda del ensayo de migración de cloruros.

Después de 6 horas de ensayo, se obtiene la carga total que ha pasado a través de la probeta (en culombios) integrando la corriente que ha pasado por la probeta durante la duración del ensayo.

En este ensayo se registra el flujo de corriente eléctrica frente al tiempo y con estos datos se calcula la carga total que ha pasado, lo que es un valor indicativo de la cantidad de iones cloruro que ha pasado a

través de la probeta. Sin embargo, estos resultados están relacionados con todos los movimientos de iones que tienen lugar en las probetas de hormigón y no específicamente con los movimientos de los iones cloruro.

3. RESULTADOS

3.1. Nomograma de la dosificación

La Figura 3 muestra el nomograma de la dosificación del hormigón curado durante 28 días en una cámara húmeda. Este nomograma presenta una visión de conjunto de la influencia de cada parámetro de la dosificación (contenido de conglomerante, relación agua – conglomerante y relación árido – cemento) en la resistencia a compresión del hormigón. Así la Figura 3 permite comparar los hormigones de referencia (sin adiciones) con los hormigones con adiciones minerales (metacaolín y humo de sílice). La resistencia a compresión se ha determinado usando 6 probetas cilíndricas de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura para cada una de las dosificaciones estudiadas.

3.2. Absorción por inmersión y volumen de poros

La Tabla 4 muestra los resultados de la absorción por inmersión en agua y el volumen de poros de los hormigones estudiados después de 28 y 91 días de curado. Estos dos parámetros son de gran importancia para la durabilidad del hormigón porque están directamente relacionados con los mecanismos de transporte en el hormigón, que rigen muchos procesos físicos y químicos de degradación del hormigón.

Comparando los resultados de la absorción por inmersión y del volumen de poros, se comprueba en todos los casos que la adición de metacaolín y de humo de sílice conlleva una mejora del hormigón. Todos los

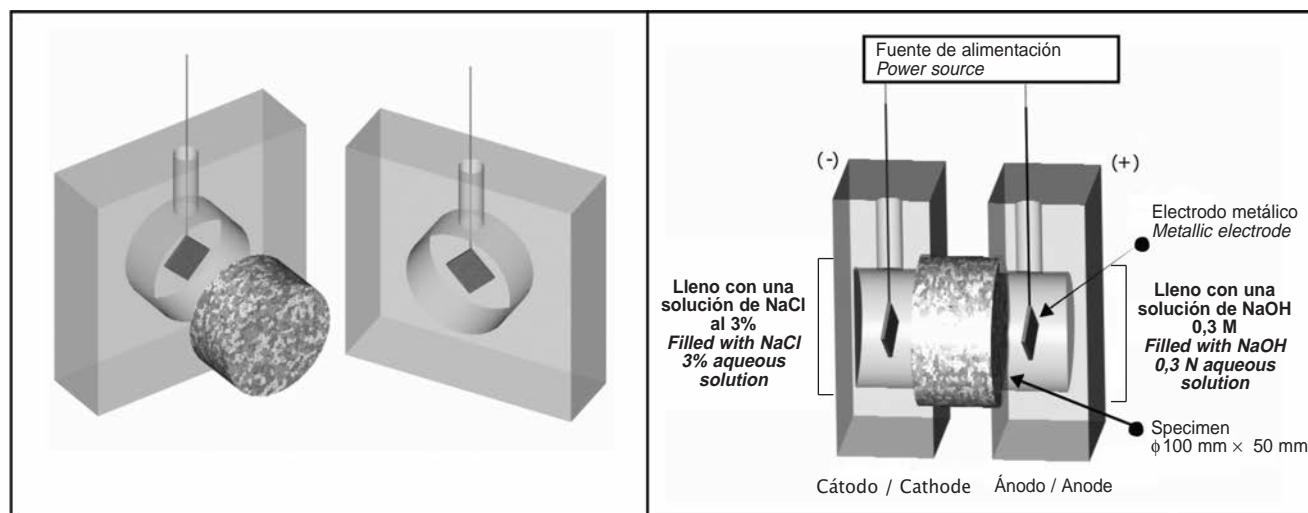


Figura 2. Esquema de la celda para el ensayo de migración de cloruros
Figure 2. Experimental arrangement of accelerated chloride migration test cell

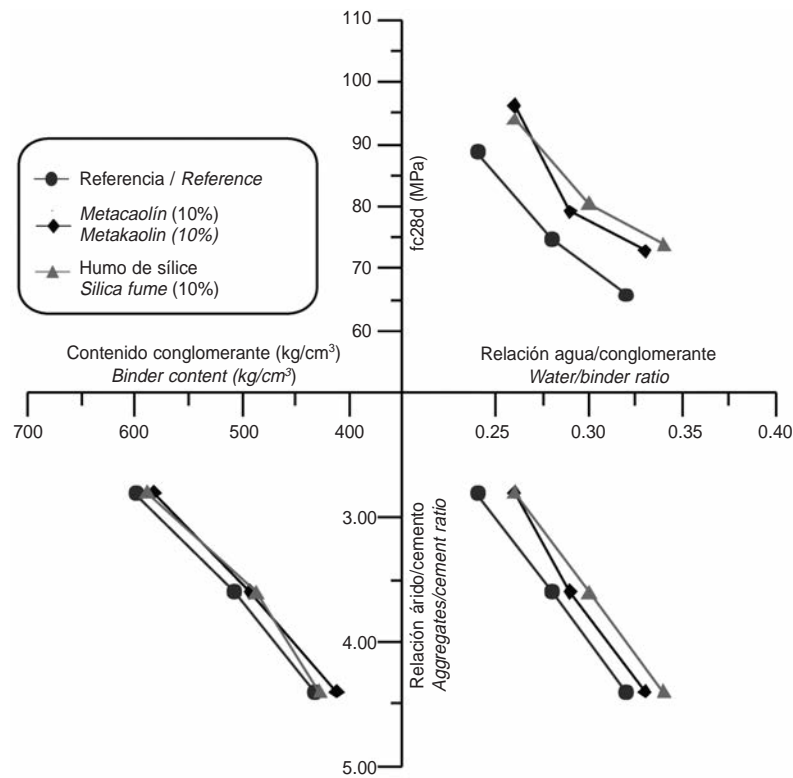


Figura 3. Nomograma de dosificación del hormigón (Asentamiento = 80 ± 10 mm; periodo de curado = 28 días)
 Figure 3. Mix design nomogram of concrete (slump = 80 ± 10 mm; curing time = 28 days)

Tabla 4. Absorción de agua y porosidad (Periodo de curado = 28 y 91 días; asentamiento = 80 ± 10 mm)
 Table 4. Water absorption and voids volume (curing time = 28 and 91 days; slump = 80 ± 10 mm)

Conglomerante: Áridos Binder: aggregates	28 días/days				91 días/days			
	Absorción por inmersión Immersion absorption (%)	Reducción Reduction rate (%)	Volumen de poros Voids volume (%)	Reducción Reduction rate (%)	Absorción por inmersión Immersion absorption (%)	Reducción Reduction rate (%)	Volumen de poros Voids volume (%)	Reducción Reduction rate (%)
1 : 2.8 R	2.4	—	5.1	—	1.8	—	4.4	—
1 : 2.8 M	1.4	41.6	3.6	29.4	1.3	27.8	3.1	29.5
1 : 2.8 S	1.6	33.3	4.8	5.9	1.1	38.9	2.8	36.4
1 : 3.6 R	2.6	—	6.6	—	2.2	—	5.2	—
1 : 3.6 M	2.2	15.4	5.1	22.7	1.8	18.2	4.3	17.3
1 : 3.6 S	2.3	11.5	5.4	18.2	2.0	9.1	4.8	7.7
1 : 4.4 R	2.8	—	10.1	—	2.5	—	5.9	—
1 : 4.4 M	2.5	10.7	6.0	40.6	1.9	24.0	4.5	23.7
1 : 4.4 S	2.5	10.7	6.0	40.6	2.2	12.0	5.1	13.6

2.3. Concrete characterization (Compressive strength, immersion absorption and voids volume)

These tests were used to characterize each of the mix proportions of this work. The test procedure to determine immersion absorption and voids volume followed the standard ASTM C642/06. The specimens were dried in a 70°C ventilated oven until constant mass. Then, the specimens cooled in a dry chamber with 50 per cent relative humidity and 25°C temperature. After that, the specimens were weighed (getting the dry weight) and then submerged in a container with water.

The immersion absorption and voids volume are parameters related to the quality of the concrete. These properties present direct relation with the penetration of aggressive agents in concrete submerged or permanently saturated and humid.

2.4. Rapid chloride penetration test

This test was conducted following the specification in ASTM C1202/08. After the curing time, 50 mm thick and 100 mm diameter concrete slices were cut from the central portion of the cylinder. ASTM C1202/08 recommends the extraction of only one slice from each specimen to prevent

Tabla 5. Carga pasante en el ensayo de migración de cloruros según la norma ASTM C-1202 (Periodo de curado = 28 y 91 días; asentamiento = 80 ± 10 mm)

Table 5. Charge passed in chloride migration test in accordance to ASTM C-1202 (curing time: 28 and 91 days; slump = 80 ± 10 mm)

Conglomerante: Aridos Binder: aggregates	28 días / days		91 días / days	
	Carga pasante Charge passed (C)	Reducción Reduction rate (%)	Carga pasante Charge passed (C)	Reducción Reduction rate (%)
1 : 2.8 R	915	—	728	—
1 : 2.8 M	179	80.4	114	84.3
1 : 2.8 S	118	87.7	72	90.1
1 : 3.6 R	974	—	787	—
1 : 3.6 M	185	81.1	131	83.4
1 : 3.6 S	143	85.3	103	86.9
1 : 4.4 R	1 295	—	1 041	—
1 : 4.4 M	308	76.2	290	72.1
1 : 4.4 S	168	87.0	102	90.2

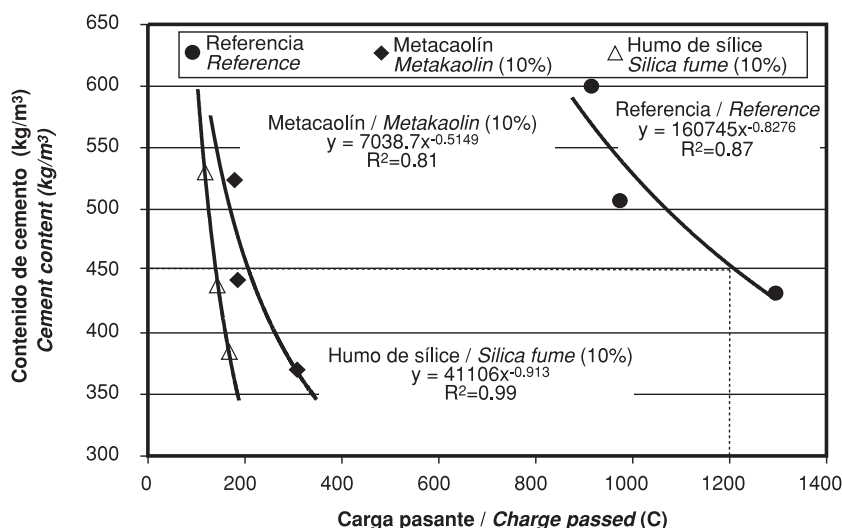


Figura 4. Carga pasante frente a contenido de cemento (Periodo de curado = 28 días; asentamiento = 80 ± 10 mm)

Figure 4. Charge passed X cement content (curing period of 28; slump = 80 ± 10 mm)

resultados indican que el uso de metacaolín y de humo de sílice produce una reducción en la absorción y en el volumen de poros del hormigón. La tasa de reducción de la absorción causada por el uso de metacaolín está entre 10,7 % y 41,6 %, mientras que para el uso del humo de sílice está entre 9,1 % y 38,9 %. De la misma manera la tasa de reducción del volumen de poros está entre 17,3 % y 40,6 % para el metacaolín y entre 5,9 % y 40,6 % para el humo de sílice.

3.3. Ensayo rápido de penetración cloruros

La tabla 5 muestra los resultados de la carga pasante obtenidos de acuerdo con ASTM 1202/08. En todas las edades el uso de metacaolín y de humo de sílice reduce significativamente la carga pasante en comparación con el hormigón de referencia. El humo de sílice tiene una mayor eficacia que el metacaolín; sin embargo se ha demostrado que ambas adiciones son muy eficien-

tes a la hora de reducir el ataque de los iones cloruro a una estructura de hormigón armado.

Aunque la tasa reducción del volumen de poros no supera el 40,6 %, el metacaolín presenta una reducción de la carga pasante entre el 72,1 % y el 84,3 % y el humo de sílice entre el 85,3 % y el 90,2 %. Esto indica la alta protección proporcionada por las adiciones analizadas en este estudio. Esta protección es extremadamente importante para incrementar la durabilidad del hormigón armado expuesto al ambiente marino. Como resultado, el metacaolín y el humo de sílice aumentan la vida útil de las estructuras de hormigón armado porque inhiben la penetración de los iones cloruro, uno de los agentes de degradación más importantes del hormigón armado.

La Figura 4 relaciona el contenido de cemento con la carga pasante para las diferentes dosificaciones estudiadas. Está claro que para cierto contenido de ce-

variability in the results caused by differences in porosity between the layers. However, in this work, two slices of each specimen were used based on previous work [12,13] where it was proven that the use of more than one slice in a migration test did not cause variation in results.

After that, the specimens were vacuum-saturated for 24 hours. This procedure consisted in conditioning specimens in a vacuum desiccator and in applying a vacuum pressure of 1 mmHg (133 MPa) for 3 hours. Then, the desiccator was filled with de-aerated water until all specimens were immersed and the vacuum pressure was maintained for one additional hour. After that, the vacuum pump was turned off and the specimens were kept immersed during 20 hours.

The 50 mm thick specimen was placed between two acrylic cells, each cell with 280 cm³ solution volume. One of the cells was filled with a 0.3 N NaOH solution and the other with 3.0 per cent NaCl solution. The cells were connected to a 60 V power source for 6 hours, along which the NaOH electrode becomes the anode and the NaCl electrode becomes the cathode. The schematic presentation of the accelerated chloride migration test cell is illustrated in Figure 2.

After 6 h under test, the total charge passed through the specimen (in coulombs) was obtained by integrating the current passed through the specimen during the test period.

In this test procedure, the electric current flow is recorded along time and with these data the total charge passed is calculated, which is an indicative value of the amount of chloride ions that passed through the specimen. However, these results are related to all the ionic movements that occur in the concrete specimens and does not specifically relate to the movement of chloride ions.

3. RESULTS

3.1. Mix design nomogram

Figure 3 shows the mix design nomogram of the concrete cured for 28 days in humid chamber. This nomogram presents an overview of the influence of each parameter of the mix design (binder content, water per binder ratio and aggregates per cement ratio) in the compressive strength of the concrete. Thus, Figure 3 allows comparing the reference concretes (without admixture) with the concretes with mineral admixtures (metakaolin or silica fume). The compressive strength was determined using 6 specimens ($\phi 10 \times 20$ cm cylinders) to each mix proportioning studied.

3.2. Immersion absorption and voids volume

Table 4 shows the results of water immersion absorption and voids volume of concretes studied after humid curing for 28 and 91 days. These two parameters are of great importance for the durability of the concrete because they are directly related to the transport properties of the concrete. These transport properties govern many physical and chemical processes of concrete degradation.

Comparing the results of immersion water absorption and voids volume, it is verified that in all cases the addition of metakaolin and silica fume resulted in the improvement of the concrete. All results indicated that the use of metakaolin and silica fume caused a reduction in absorption and in voids volume of the concrete. The reduction rate of absorption caused by the use of metakaolin was between 10.7 per cent and 41.6 per cent, while that for the use of the silica fume was between 9.1 per cent and 38.9 per cent. In the same way, the reduction rate of the voids volume was between 17.3 per cent and 40.6 per cent for metakaolin and between 5.9 per cent and 40.6 per cent for the silica fume.

3.3. Rapid Chloride penetration test

Table 5 presents the charge passed results obtained in accordance with ASTM 1202/08. At all ages, the use of metakaolin and silica fume significantly reduced the charge passed in comparison with the reference concrete. The silica fume presented greater efficiency than the metakaolin; however, it was demonstrated that both admixtures are very efficient in reducing the chloride ions attack in a reinforced concrete structure.

Although the reduction rate of the voids volume does not exceed 40.6 per cent, metakaolin presented a reduction rate of charge passed between 72.1 per cent and 84.3 per cent and the silica fume between 85.3 per cent and 90.2 per cent. This indicates the high protection caused by the admixtures studied in this work. This protection is extremely important for the increase in durability of the reinforced concrete exposed to maritime environment. As a result, metakaolin and silica fume extend the service life of reinforced concrete structures because they inhibit the penetration of chloride ions, one of the most dangerous degradation agents to reinforced concrete.

Figure 4 relates cement content and total charge passed of the mix proportions studied. It is clear that, for certain cement content, the chloride migration is extremely reduced for concretes with admixture (metakaolin or silica fume).

This means that metakaolin and silica fume are materials that must be used for the construction of reinforced concrete structures exposed to chloride ions attack.

An interesting way to analyze the results is by using the Berke; Hicks recommendation [14], in which the relationship between the charge passed data and the chloride diffusion coefficient is considered. Thus, these authors proposed Equation 1 as an empirical way to estimate the chloride diffusion coefficient using charge passed data obtained according to ASTM C 1202. This equation was cited and very used by Andrade; Whiting [15].

$$D_{ap} = 0.0103 \times 10^{-8} Q_{(60V-6h)}^{0.84} \quad (1)$$

Where: D_{ap} = Apparent Diffusion Coefficient (cm²/s); $Q_{(60V-6h)}$ = total charge passed (voltage = 60 V during 6 hours of test).

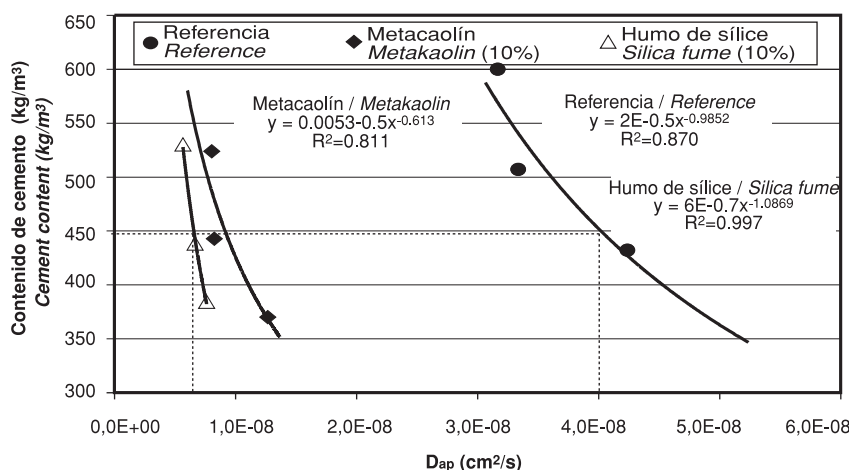


Figura 5. Estimación del coeficiente de difusión de cloruros partiendo de los datos de la carga pasante total (Periodo de curado = 28 días; asentamiento = 80 ± 10 mm)

Figure 5. Chloride diffusion coefficient estimation from the total charge passed data (curing time = 28 days, slump = 80 ± 10 mm)

mento la migración del cloruro se reduce notablemente en hormigones con adiciones (metacaolín y humo de sílice).

Esto significa que el metacaolín y el humo de sílice son materiales que deben usarse en la construcción de estructuras de hormigón expuestas al ataque de iones cloruro.

Una manera interesante de analizar los resultados es usar la recomendación de Berke y Hicks [14], en la cual se considera la relación entre los datos de la carga pasante y el coeficiente de difusión de cloruros. Así estos autores proponen la ecuación (1) como una manera empírica de estimar el coeficiente de difusión de cloruros, usando los datos de la carga pasante obtenidos de acuerdo con ASTM C 1202. Andrade y Whiting utilizan y citan esta ecuación [15].

$$D_{ap} = 0,0103 \times 10^{-8} Q_{(60V-6h)}^{0,84} \quad (1)$$

Donde: D_{ap} = Coeficiente de difusión aparente (cm^2/s); $Q_{(60V-6h)}$ = Carga pasante total (voltaje = 60V durante 6 horas de ensayo).

Utilizando la ecuación (1) se puede elaborar la Figura 5, que relaciona el contenido de cemento con el coeficiente de difusión de cloruros. El resultado es un gráfico con la misma tendencia que la Figura 4 porque el modelo lleva a ello.

4. DISCUSIÓN

La predicción de la vida útil es un área que necesita mayores progresos en lo que se refiere a la durabilidad del hormigón armado. Actualmente existen muchos modelos desarrollados en este área, aunque su validez aún debe ser estudiada y difundida.

Una manera simple y práctica de interpretar los datos del coeficiente de difusión de cloruros es usando las

leyes de difusión de Fick. Los autores ya han usado este procedimiento en estudios previos para analizar la eficacia de los tratamientos superficiales en el hormigón armado [16] y se describe seguidamente en este estudio.

El método está basado en la segunda ley de Fick y usa los datos del coeficiente de difusión de cloruros de cada caso para elaborar gráficos que relacionan el tiempo de vida en servicio con la profundidad a la que la concentración de cloruros alcanza el umbral de despasivación de la armadura.

Es importante verificar que esta aplicación está basada exclusivamente en el fenómeno de difusión del cloruro. Su extrapolación a otros mecanismos de penetración como la absorción, convección o una mezcla de ambos debe ser llevada a cabo cuidadosamente. Es necesario realizar más investigaciones de estos fenómenos para desarrollar una manera de hacer esas consideraciones. Sin embargo, la aplicación propuesta en este estudio es válida porque permite una comparación cuantitativa entre diferentes materiales y da una estimación de la vida útil.

Helene [17] presenta las ecuaciones (2) y (3) basadas en la segunda ley de Fick. Estas ecuaciones son usadas en este estudio para analizar los resultados de los coeficientes de difusión, permitiendo la creación de un gráfico que relaciona la profundidad de penetración de cloruros con la vida útil de la estructura de hormigón armado (Figura 6).

$$CP = 2(z)\sqrt{Dt} \quad (2)$$

$$\text{erf}(z) = 1 - \frac{C_{cl} - C_0}{C_s - C_0} \quad (3)$$

Donde D es el coeficiente de difusión ($\text{cm}^2/\text{año}$), t es la vida útil (años), $\text{erf}(z)$ es la función error de Gauss, CP (penetración del cloruro) es la profundidad a la

Using Equation 1, it was possible to elaborate Figure 5, relating cement content with the chloride diffusion coefficient. The result was a graph with the same trend of Figure 4 because the model leads to this.

4. DISCUSSION

Service life prediction is an area that needs greater improvements concerning the durability of reinforced concrete. Currently, there are many models developed in this area, yet, their validation still needs to be studied and disseminated.

A simple and practical way to interpret the chloride diffusion coefficients data is using the diffusion Fick's laws. This procedure was already used by the authors in previous works to study the efficacy of surface treatments in reinforced concrete [16] and is described in this work.

The method is based on Fick's second law and uses the chloride diffusion coefficient data for each case to elaborate graphs relating the service life time with the depth where the chloride concentration reached the threshold for reinforcement depassivation.

It is important to verify that this is an application based exclusively on the chloride diffusion phenomenon. Its extrapolation to other penetration mechanism such as absorption, convection, or a mixture of them must be carefully conducted. It is necessary to conduct more research on these phenomena to develop a way to make these considerations. However, the application proposed in this work is valid because it allows a quantitative comparison between different materials and supplies service life estimation.

Helene [17] presented Equation 2 and Equation 3 based on the second Fick's law. These equations were used in this work to analyze results of diffusion coefficients, allowing the construction of a plot that correlates the chloride penetration depth with the reinforced concrete structure service life (Figure 6).

$$CP = 2(z)\sqrt{Dt} \quad (2)$$

$$\operatorname{erf}(z) = 1 - \frac{C_{Cl} - C_0}{C_s - C_0} \quad (3)$$

Where D is the chloride diffusion coefficient (cm^2/year), t is the service life (years), $\operatorname{erf}(z)$ is the Gauss error function, CP (chloride penetration) is the depth at which the chloride concentration reached the threshold for reinforcement depassivation (cm), C_0 is the initial chloride concentration, C_s is the surface chloride concentration (per cent), C_{Cl} is the chloride concentration in depth and time (per cent) and C_{dep} is the chloride concentration threshold to depassivate the reinforcement (by weight of cement). Thus, to estimate the time for the chloride ions reach the reinforcement steel surface is necessary to consider $C_{Cl} = C_{dep}$.

To design Figure 6, it was necessary to fix some parameters, such as: $C_s=1.8$ and $C_{dep} = 0.4$ per cent by weight of cement.

Moreover, it is necessary to compare concrete adequacy to the same application. To do this, it is important to compare concretes of the same compressive strength and consistency measured by slump test. In this way, concrete of 80 MPa compressive strength were used as reference, and its binder content was extracted from the mix design nomogram (Figure 3).

With the binder content that corresponds to 80 MPa for each case studied (reference, metakaolin, silica fume), the cement content values were calculated and the respective chloride diffusion coefficients were estimated for each case using Figure 5. Thus, the data used in the construction of Figure 6 are presented in Table 6.

Figure 6 shows the relation between concrete cover and service life. It is clear that for concrete cover equal to 4 cm, the service life time of the structure is about 5 years for the reference concrete, 17 years (240 per cent increase) for the concrete with metakaolin admixture (10 per cent substituting cement) and 27 years (440 per cent increase) for the concrete with silica fume admixture (10 per cent substituting cement).

It is important to emphasize that the service life predictions presented in this work are only valid in the conditions below.

- The reinforced concrete structure is at the beginning of its service life (starting from the initiation period);
- The faster degradation agent is the chloride attack;
- Concrete subjected to immersion in water contaminated with chloride ions;
- No accidental external factor affected the properties of the concrete cover.

5. CONCLUSIONS

The conclusions expressed here apply to the characteristics of this work and materials. Any extrapolation to other materials or circumstances must be carefully conducted.

For concrete of the same consistency and cement content, the use of metakaolin and silica fume in the mix design of the concrete significantly reduced the water absorption, the voids volume and the chloride penetration in the concrete. These changes in the concrete mass transport are of great importance to extend the service life of a reinforced concrete structure exposed to marine environments. For this reason, the use of these admixtures in the mix proportion of concrete destined to constructions near the sea is of extreme importance. In this way, the use of these mineral admixtures in the mix proportioning of the concrete destined to this type of exposure is an important tool to be used.

que la concentración de cloruro alcanza el umbral de despasivación del armado (C_0), C_0 es la concentración inicial de cloruros, C_s es la concentración de cloruro en la superficie (%), C_{Cl} es la concentración de cloruro en profundidad y tiempo (%), y C_{dep} es el umbral de concentración de cloruro para despasivar la armadura (por peso de cemento). Así, para estimar el tiempo que tardan los iones cloruro en alcanzar la superficie de acero del armado es necesario considerar $C_{Cl} = C_{dep}$.

Para obtener la Figura 6 es necesario fijar una serie de parámetros, tales como: $C_s = 1,8 \%$ y $C_{dep} = 0,4 \%$ por peso de cemento.

Por otra parte, es necesario comparar la adecuación de hormigones a la misma aplicación. Para hacer esto es importante comparar hormigones con la misma resistencia a compresión y consistencia medida mediante el ensayo de asentamiento. De esta manera se usa como referencia un hormigón de 80 MPa de resistencia a compresión, y su contenido de conglomerante se extrae del nomograma de dosificación (Figura 3).

Con el contenido de conglomerante que corresponde a 80 MPa para cada caso estudiado (referencia, metacaolín, humo de sílice) se calculan los valores del contenido de cemento y se estiman los respectivos coeficientes de difusión de cloruros para cada caso usando la Figura 5. Así los datos usados para la creación de la Figura 6 se muestran en la Tabla 6.

La Figura 6 muestra la relación entre el recubrimiento de hormigón y la vida útil. Para un recubrimiento de 4 cm de hormigón, la vida útil de la estructura de hormigón es de alrededor de 5 años para el hormigón de referencia, 17 años (240 % de incremento) para el hormigón con adición de metacaolín (10 % de sustitución de cemento) y de 27 años (440 % de incremento) para el hormigón con adición de humo de sílice (10 % de sustitución de cemento).

Es importante recalcar que las predicciones de vida útil presentadas en este estudio solo son válidas en las siguientes condiciones:

- La estructura de hormigón armado está al principio de su vida útil (empezando desde el periodo de iniciación)
- El agente de degradación más rápido es el ataque de cloruros.
- El hormigón está sumergido en agua contaminada con iones cloruro.
- Ningún factor externo accidental afecta a las propiedades del recubrimiento de hormigón.

5. CONCLUSIÓN

Las conclusiones aquí expuestas se aplican solo a las características y materiales de este estudio. Cualquier

extrapolación a otros materiales y circunstancias debe realizarse con precaución.

Para hormigones con la misma consistencia y contenido de cemento, el uso de metacaolín y humo de sílice en el diseño de la mezcla del hormigón reduce significativamente la absorción de agua, el volumen de poros y la penetración de cloruros en el hormigón. Estos cambios en el transporte en la masa del hormigón son de gran importancia para aumentar la vida útil de una estructura de hormigón armado expuesta a ambientes marinos. Por esta razón, es de extrema importancia el uso de estas adiciones en la dosificación de hormigones destinados a construcciones cerca del mar. De esta manera, el uso de estas adiciones minerales en la dosificación del hormigón destinado a este tipo de exposición es una herramienta muy importante.

Comparando la eficacia de las dos adiciones, se puede afirmar que el metacaolín tiene un potencial para mejorar las propiedades de transporte, similar al correspondiente a hormigones con humo de sílice, adición puzolánica aceptada por los sectores técnico, científico y comercial.

Se ha demostrado que el metacaolín y el humo de sílice son capaces de reducir la carga pasante en el ensayo de migración de cloruros en un 84,3 % y un 90,2 % respectivamente. Esto demuestra la alta eficacia del metacaolín y del humo de sílice para fabricar hormigón de alta durabilidad destinado a regiones con una alta influencia de las salpicaduras con sales.

El método usado aquí para estimar la extensión de la vida útil permite concluir que la vida útil cuando se usa metacaolín y humo de sílice para reemplazar parte del cemento Portland aumenta en un 240 % y un 440 % respectivamente. Esta comparación se ha llevado a cabo en hormigones de la misma resistencia a compresión y consistencia para así comparar hormigones con el mismo uso.

Este es el punto en que se encuentra la mayor diferencia de comportamiento entre el metacaolín y el humo de sílice, presentando este último una mayor capacidad de aumentar la vida útil.

Este estudio propone una manera interesante de interpretar los resultados del coeficiente de difusión de cloruros. Las ventajas de este método son la posibilidad de hacer predicciones sobre la vida útil, la facilidad de interpretación y la correlación entre el recubrimiento de hormigón y la vida útil. Este procedimiento de interpretación puede convertirse en una herramienta importante para predecir la vida útil de las estructuras de hormigón armado. Sin embargo, es importante recalcar que esta aplicación está basada solo en el fenómeno de difusión de cloruros. Aún se desconoce como considerar otros fenómenos como la carbonatación y el ataque por sulfatos.

Finalmente, como información adicional, estudios recientes del Departamento de Construcción e In-

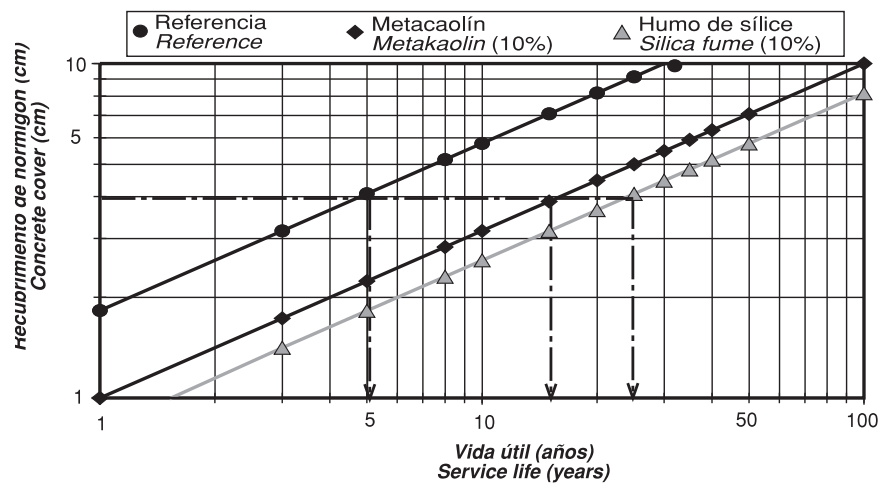


Figura 6. Influencia de las adiciones en la relación vida útil – recubrimiento de hormigón
 Figure 6. Influence of the admixtures in the relation service life – concrete cover

Tabla 6. Coeficientes de difusión de cloruros correspondientes a una resistencia a compresión de 80 MPa (asentamiento = 80 ± 10 mm)

Table 6. Chloride diffusion coefficients corresponding to compressive strength of 80 MPa (slump = 80 ± 10 mm)

Resistencia a compresión después de 28 días: 80 MPa Compressive strength after 28 days: 80 MPa			
Casos Estudiados Study cases	Contenido de conglomerante (kg/m ³) Binder content (kg/m ³)	Contenido de cemento (kg/m ³) Cement content (kg/m ³)	D_{ap} (cm ² /s) D_{ap} (cm ² /s)
Referencia / Reference	550	550	3.336E-08
Metacaolín / Metakaolin	492	442.8	1.000E-08
Humo de sílice / Silica fume	487	438.3	6.658E-09

Comparing the efficiency of the two mineral admixtures, it can be affirmed that metakaolin has potential for improving the transport properties similar to concretes with silica fume, that is a pozzolanic admixture accepted by the technical, scientific and commercial sectors.

It was demonstrated that metakaolin and silica fume are able to reduce the charge passed in the chloride migration test by 84.3 per cent and 90.2 per cent, respectively. This demonstrates the high efficiency of the metakaolin and silica fume for producing durable concrete destined to regions highly influenced by salt spray.

The method to estimate the service life extension used here allowed concluding that the service life time increased by 240 per cent and 440 per cent for metakaolin and silica fume admixtures used replacing part of Portland cement, respectively. This comparison was carried through for concretes of the same compressive strength and consistency to compare concretes with the same use.

This was the point at which greater difference in performance between metakaolin and silica fume was verified, with the latter admixture presenting greater capacity for extending service life time.

This work proposes an interesting way to interpret chloride diffusion coefficient results. The possibility of making service life predictions, easiness of interpretation and

correlation between concrete cover and service life are the advantages of this method. This interpretation procedure can thus become an important tool to predict the service life of reinforced concrete structures. However, it is important to verify that this is an application based exclusively on the chloride diffusion phenomenon. How to consider the other phenomena, like carbonation and sulfate attack still is unknown.

Finally, as additional information, recent works in the Civil Engineering-Construction Department of the Polytechnic University of Madrid indicate that in concretes over 91 days the improvement caused by the use of silica fume is reduced considerably compared to concrete without silica fume. As the service life predictions made in this study use specimens of 91 days, this is another variable that adds imperfections to the present work.

Acknowledgements

The authors would like to thank the University of São Paulo (POLI-USP), Federal University of Paraná (UFPR), Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) and Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) for making this study possible by financially supporting it.

geniería Civil de la Universidad Politécnica de Madrid indican que en hormigones de más de 91 días la mejora lograda por el uso del humo de sílice se reduce considerablemente en comparación con hormigón sin humo de sílice. Como para las predicciones hechas en este estudio se han usado probetas de 91 días esto es una variable que añade imperfecciones a este estudio.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a la Universidad de Sao Paulo (POLI – USP), a la Universidad Federal de Paraná (UFPR) al Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) y Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Sao Paulo (FAPESP) por financiar este estudio y hacerlo posible.

REFERENCIAS / REFERENCES

- [1] AÏTCIN, P.-C. "Cements of yesterday and today. Concrete of tomorrow". *Cement and Concrete Research*, 2000, vol. 30, n° 9, p. 1349-1359.
- [2] AÏTCIN, P.-C. *Binders for durable and sustainable concrete*. Routledge, 2007. 528 p. (Modern Concrete Technology Series, 16). ISBN: 978-0-415-38588-6.
- [3] FREYERMUTH, C.L. "Life-Cycle Cost Analysis for Large Segmental Bridges". *Concrete International*. 2001, vol. 23, n° 2, p. 89-95.
- [4] MEHTA, K. "Reducing the Environmental Impact of Concrete". *Concrete International*, 2001, vol. 23, n° 10, p. 61-66.
- [5] HISADA, M.; NAGATAKI, S.; OTSUKI, N. "Evaluation of mineral admixtures on the viewpoint of chloride ion migration through mortar". *Cement and Concrete Composites*, 1999, vol. 21, n° 5-6, p. 443-448.
- [6] THOMAS, M.D.A.; BAMFORTH, P.B. "Modelling chloride diffusion in concrete effect of fly ash and slag". *Cement and Concrete Research*, 1999, vol. 29, n° 4, p. 487-495.
- [7] HASSAN, K.E. ; CABRERA, J.G.; MALIERE, R.S. "The effect of mineral admixtures on the properties of high-performance concrete". *Cement and Concrete Composites*, 2000, vol. 22, n° 4, p. 267-271.
- [8] BODDY, A.; HOOTON, R.D.; GRUBER, K.A. "Long-term testing of the chloride-penetration resistance of concrete containing high-reactivity metakaolin". *Cement and Concrete Research*, 2001, vol. 31, n° 5, p. 759-765.
- [9] PAPADAKIS, V.G. "Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress". *Cement and Concrete Research*, 2000, vol. 30, n° 2, p. 291-299.
- [10] POON, C.S.; KOU, S.C.; LAM, L. "Compressive strength, chloride diffusivity and pore structure of high performance metakaolin and silica fume concrete". *Construction and Building Materials*, 2006, vol. 20, n1 10, p. 858-865.
- [11] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). "Standard Specification for Portland Cement. ASTM C 150-11". *Annual book of ASTM Standards*. West Conshohochen, PA: ASTM, 2011.
- [12] MEDEIROS, M.H.F.; HOPPE FILHO, J.; HELENE, P. "Influence of the slice position on chloride migration tests for concrete in marine conditions". *Marine Structures*, 2009, vol. 22, n° 2, p. 128-141.
- [13] MEDEIROS, M.H.F. *Contribution to the durability study of surface treated concrete exposed to chloride ions action*. PhD Thesis. São Paulo, Brazil: University of São Paulo, 2008.
- [14] BERKE, N.S.; HICKS, M.C. "Estimating the life cycle of reinforced concrete decks and marine piles using laboratory diffusion and corrosion data". V. Chacker (ed.) *Corrosion forms and control of infrastructure*, ASTM STP 1137". Philadelphia: ASTM, 1992. p. 207-231.
- [15] ANDRADE, C.; WHITING, D. "A comparison of chloride ion diffusion coefficients derived from concentration gradients and non-steady state accelerated ionic migration". *Materials and Structures*, 1996, vol. 29, p. 476-484.
- [16] MEDEIROS, M.H.F.; HELENE, P. "Surface treatment of reinforced concrete in marine environment: Influence on chloride diffusion coefficient and capillary water absorption". *Construction and Building Materials*, 2009, vol. 23, n° 3, p. 1476-1484.
- [17] HELENE, P. "Durabilidad, interpretación y evaluación de resultados". Casanovas (Ed.) *Manual de Diagnóstico e Intervención en Estructuras de Hormigón Armado*. Barcelona: Col·legi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Barcelona, 2000, p. 87-102.

Generación automática de esquemas de bielas y tirantes considerando criterios constructivos

Automatic generation of strut-and-tie schemes adjusted for constructability

Jesús Miguel Bairán García⁽¹⁾

Recibido | Received: 01-10-2011
Aceptado | Accepted: 29-12-2011

Resumen

El método de bielas y tirantes (BT) es de gran utilidad en el dimensionamiento a rotura de elementos de hormigón, particularmente en casos de regiones D donde las hipótesis clásicas de vigas y placas no son aplicables. Aunque el método viene recogido en muchas normativas modernas, existen al menos tres aspectos que limitan un uso más extendido en la práctica: no da información en servicio, la selección de esquemas factibles no es trivial en casos complejos y la solución no es única. En este artículo se propone un método que genera esquemas factibles de BT mediante el uso de análisis lineales y criterios de optimización para modificar la distribución de propiedades del material en la región de estudio. No es necesario disponer un armado inicial y permite considerar criterios constructivos; en particular, se aborda el de armado ortogonal. Se incluyen casos de estudio y ofrecen conclusiones y perspectivas futuras.

Palabras clave: regiones D, método de bielas y tirantes, criterios constructivos, optimización topológica, campos de tensiones

Abstract*

Strut-and-Tie (ST) method is very useful in the Ultimate Limit State design of reinforced concrete elements, particularly in the case of D regions where beam and plate theories cannot be applied. In spite of being included in most modern design codes, there are at least three issues that limit a more extended use of this method in practice: it doesn't provide information in service, the selection of suitable schemes is not trivial for complex cases and the solution isn't unique. In this paper a novel method to produce suitable ST schemes is proposed by combining linear elastic analyses and optimization criteria. It is based on suitable modifications of the distribution of elastic parameters in the structural model. Without requiring initial distribution of reinforcement, it is capable of considering constructability conditions, particularly the condition of orthogonal reinforcement layout is considered in this paper. A series of case-studies are presented and analyzed; finally, conclusions are drawn.

Keywords: D-regions, strut-and-tie method, constructability, topological optimization, stress fields.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 94 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Prof. Lector. Universitat Politècnica de Catalunya (Barcelona, España).

Persona de contacto / Corresponding author: jesus.miguel.bairan@upc.edu

1. INTRODUCCIÓN

La mayor parte de las estructuras pueden ser asimiladas a una serie de elementos prismáticos o superficiales en los que son aplicables las teorías clásicas de vigas y placas. En éstas se postulan hipótesis sobre la distribución de deformaciones en las secciones transversales; p.e. las teorías de Navier-Bernoulli y Timoshenko en el caso de vigas, o su contrapartida de Love-Kirchoff y Reissner-Mindlin en el caso de placas. Estas hipótesis simplifican notablemente el cálculo y se pueden desarrollar formulaciones analíticas para analizar o dimensionar en situaciones de servicio o rotura.

Sin embargo, ya sea por las condiciones geométricas o de aplicación de las cargas, existen regiones de la estructura donde no son aplicables las teorías clásicas. De esta forma, se identifican dos tipos de regiones en una estructura. Se conoce como región-B (*"Beam region"*), o región viga, las zonas o elementos donde se pueden aplicar las teorías clásicas. Las zonas o elementos donde no se pueden aplicar las teorías clásicas se conocen como zonas de discontinuidad o región-D (*"Disturbed region"*). En la Figura 1a se identifican las diferentes regiones en una estructura porticada típica. Las regiones D pueden ser zonas localizadas de estructuras lineales, e.g. apoyos a media madera, ménsulas, zonas de anclaje de pretensado o próximas a la aplicación de cargas, nudos, etc. o bien constituir toda una estructura global o elemento cuando la geometría no permite su asimilación a un prisma o placa, como la representada en la Figura 1b. En las zonas locales, la extensión de la región D está limitada, en virtud del Principio de Saint-Venant, a dimensiones próximas al espesor del elemento.

En general, el cálculo de las regiones D debe hacerse considerando el problema tridimensional de equilibrio de un medio continuo. Actualmente existen numerosas herramientas comerciales de cálculo que son capaces de resolver dicho problema con cierta facilidad, al menos en rango lineal elástico. No obstante, las soluciones obtenidas no son directamente aplicables para el hormigón armado, ya que éste puede fisurar para cargas relativamente pequeñas. Más aún, de acuerdo a las normativas actuales, basadas en el método de los estados límite, es necesario estimar

las situaciones de Estados Límite de Servicio (E.L.S.) y Estados Límite Últimos (E.L.U.), involucrando cálculos en rotura, lo cual sólo puede hacerse con métodos no-lineales, más complejos y que requieren conocer las armaduras con anterioridad.

El método de bielas y tirantes (BT) fue propuesto formalmente en la década de 1980 por Schlaich et al [1] como un método de dimensionamiento de carácter general aplicable a cualquier tipo de estructuras y, como caso particular, a regiones D. En este método se aproxima el comportamiento resistente al de una celosía equivalente que explica el flujo de sus fuerzas y el equilibrio interno, ya sea de forma estable o indiferente. La celosía equivalente se compone de elementos a compresión (bielas), elementos a tracción (tirantes) y la intersección entre ellos (nudos). Las bases del método y las condiciones que debe reunir la celosía equivalente se resumen en el apartado 2; en las referencias [2, 3, 4, 5] se puede encontrar una exposición más detallada. En las referencias [3, 4, 5, 6] se incluyen además numerosos casos prácticos de aplicación.

El método BT puede considerarse como una generalización de otras teorías clásicas, como la analogía de la celosía o los campos de compresiones, donde las bielas y tirantes representan las resultantes de los campos de compresión y tracción respectivamente. Esta representación es la considerada en la analogía de la celosía de Ritter-Mörsch, tradicionalmente usadas para explicar los mecanismos resistentes a cortante y torsión en el hormigón fisurado. Actualmente el método BT es aceptado por la gran mayoría de normativas de proyecto, entre ellas la EHE-08 [7] en la que se usa como método general de proyecto en rotura. En la literatura se han propuesto otros métodos similares que mantienen el concepto de campo en la distribución de tensiones de tracción y compresión, para aplicaciones similares, ver Ref. [8].

Sin embargo, existen al menos tres aspectos que limitan un uso más extendido en la práctica: no es aplicable en servicio, la elección de esquemas factibles no es trivial en casos complejos y la solución no es única. Los dos últimos puntos son cruciales para la estimación de los esfuerzos internos a ser resistidos y el posterior dimensionado de las armaduras. Es por

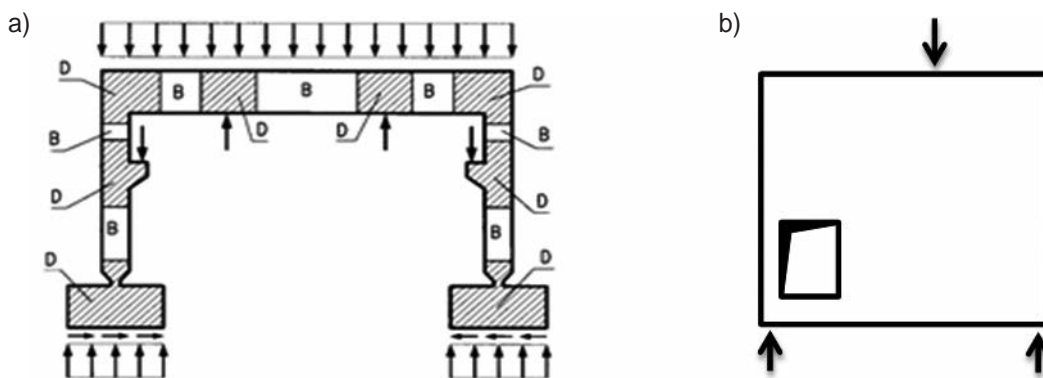


Figura 1. Regiones D en estructuras porticadas (a) y en elementos completos (b)

ello que en la literatura se han propuesto diferentes metodologías para poder obtener esquemas resistentes de forma racional y automática. Entre ellos pueden mencionarse trabajos en los que a partir de una distribución de armaduras conocida (distribución de tirantes) se obtiene la distribución del campo de compresiones (bielas) necesario para la estabilidad. Este tipo de métodos se basa, en general, en una serie de análisis no-lineales, más o menos simplificados, en los que al menos se debe considerar la posibilidad de fisuración del hormigón a tracción. Si el armado es adecuado, el análisis no-lineal converge con una distribución de tensiones en el hormigón que reproduce el campo de compresiones. Entre los trabajos que aplican esta estrategia cabe citar las referencias [9, 10].

La estrategia anterior es especialmente útil para verificar armados propuestos. En el caso de que se busque todo el esquema BT, incluyendo la disposición de tirantes, se ha recurrido a métodos de optimización topológica en los que se busca una forma estructural de mínimo peso o bien de menor energía de deformación, ver [11]. En la Ref. [12] se propone un método que, partiendo de una región sólida modelizada mediante elementos finitos, se van eliminando los elementos que contribuyen menos al sistema, uno por cada paso de iteración, hasta que la forma resultante converge a un esquema que se asemeja a una celosía; una metodología similar se sigue en [13]. En la referencia [14] se plantea el problema de obtener la forma estructural de menor energía pero, en lugar de usar una representación en continuo (sólido), considera directamente la representación en forma de estructura de barras articuladas investigando las diferentes conectividades posibles entre los nudos.

Las técnicas basadas en la optimización topológica tienen la ventaja de que no necesitan proponer una armadura inicial y que el esquema final es una solución óptima en términos de peso o energía. Sin embargo, puede arrojar soluciones no convenientes desde el punto de vista constructivo o de disposición de armaduras, p.e. con armaduras inclinadas que dificultan la construcción.

Por otro lado, cabe destacar que se han realizado estudios experimentales para evaluar la validez del método BT en el caso del hormigón armado y delimitar su campo de aplicación y puntos débiles. En ese sentido, cabe mencionar la referencia [15], así como las recopiladas en [5].

En este artículo se propone un método de generación de bielas y tirantes, basado en optimización topológica que utiliza análisis lineales elásticos de la región D en estudio. El método se basa en modificaciones sucesivas de la distribución de propiedades mecánicas en la estructura de acuerdo a criterios energéticos. Al final del proceso, el campo de tensiones principales de compresión y tracción permite definir el esquema de bielas y tirantes, sin necesidad de dispo-

ner un armado inicial. Esta estrategia tiene la ventaja de que en función de los criterios energéticos usados y de distribución de propiedades mecánicas se pueden obtener esquemas alternativos o introducir condicionantes constructivos. En particular, utilizando propiedades de materiales isotropos y ortotropos es posible producir esquemas con armados ortogonales o no. Adicionalmente se presentan una serie de ejemplos de aplicación que permiten evaluar las bondades del método, analizar su comportamiento y prestaciones. Finalmente se ofrecen conclusiones y perspectivas.

2. BASES DEL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES

El método BT se basa en el Teorema del Límite Inferior de la Teoría de la Plasticidad, el cual establece que si una estructura se carga con una sollicitación Q^* y se puede encontrar una distribución interna de tensiones que satisfaga las siguientes condiciones: 1) en ningún punto se supera el límite de plastificación del material, 2) satisface el equilibrio interno y externo y 3) satisface las condiciones de contorno, entonces se tiene que la carga Q^* es un límite inferior de la carga de rotura de la estructura, Ec. (1).

$$Q^* \leq Q_u \quad (1)$$

Del teorema anterior puede deducirse que aunque el método BT no arroja soluciones exactas, éste es siempre conservador, lo cual lo hace muy atractivo para el proyecto de estructuras. Sin embargo, la validez del teorema no puede garantizarse matemáticamente en el caso de las estructuras de hormigón armado por las siguientes razones, Ref. [16]:

- La ductilidad del hormigón es limitada y no puede equipararse a un material plástico perfecto como se asume en la teoría de plasticidad. Además, algunos esquemas de BT, aunque cumplan los requisitos del teorema, no se pueden desarrollar al necesitar mucha ductilidad en el hormigón.
- La resistencia a compresión del hormigón no es constante, sino que depende de las tensiones y deformaciones laterales.
- Existe la posibilidad de rotura por anclaje, la cual es de carácter frágil.

La puesta en práctica del método requiere complementar los requisitos formales con otros de carácter técnico y de buena práctica que garanticen que la carga que se está estimando es segura [2, 3, 4, 5, 6]. Éstos incluyen la definición de la capacidad resistente de las bielas, tirantes y nudos para las diferentes situaciones [7], las comprobaciones de anclajes de armadura y recomendaciones sobre los ángulos mínimos de inclinación entre bielas y tirantes para garantizar que la compatibilidad de deformaciones del hor-

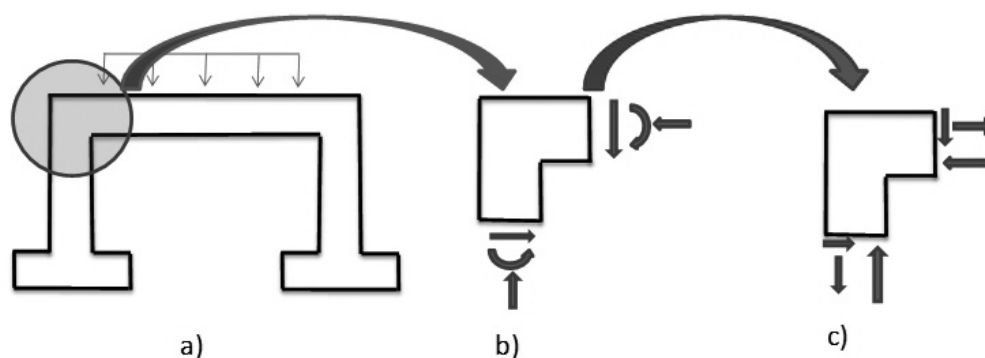


Figura 2. Límites de la región D en el caso de un nudo de un pórtico, diagrama de cuerpo libre y sistema de cargas equivalentes

migón pueda cumplirse sin excesivas demandas de ductilidad en el hormigón [4].

En la definición del esquema de BT no existen reglas generales, ya que en principio cualquier esquema compatible con las condiciones geométricas y de apoyos que explique el mecanismo de transmisión de las cargas (a veces denominado flujo de cargas) es posible. Algunas recomendaciones de buena práctica son: intentar no elegir esquemas muy diferentes de la solución elástica, intentar usar celosías isostáticas para evitar que la solución dependa de la compatibilidad de deformaciones y elegir los esquemas de menor energía de deformación. Teniendo en cuenta que las bielas (hormigón) suelen ser mucho más rígidas que los tirantes (armaduras) y que éstos últimos se dimensionarán para trabajar a una tensión más o menos constante ($f_{yd} \leq 400$ MPa), aproximadamente se obtiene el esquema de menor energía de deformación con la menor longitud de tirantes.

A pesar de la relativa libertad que existe en la elección del esquema de BT, este paso puede influir notablemente en el diseño final. En el apartado siguiente se propone un método que obtiene esquemas de bielas y tirantes en regiones de geometría cualquiera.

Se debe reconocer que el término “flujo” se suele usar de forma incorrecta ya que el esquema BT no representa realmente la integración de un campo vectorial. Sin embargo, en este artículo se mantendrá este término por su amplio uso en este campo. En ese sentido, se hará referencia al flujo de tracción y compresión asociado a dos campos vectoriales de tensiones principales cuyos módulos son respectivamente las magnitudes de las tensiones principales (σ_{11} y σ_{22}) y su dirección viene definida por las direcciones principales. Las bielas y los tirantes, representan la integración (resultante) de dichos campos vectoriales.

3. MÉTODO PROPUESTO PARA GENERAR ESQUEMAS DE BIELAS Y TIRANTES

3.1. Descripción general del proceso

Al igual que en el método general BT, el primer paso en el estudio de una región D es definir la frontera de

la región de estudio y aislar el cuerpo libre de la misma, como se representa en las Figuras 2a y 2b. Posteriormente, en virtud del Principio de Saint-Venant, se sustituyen los esfuerzos internos en los planos de corte del cuerpo libre por cargas puntuales estáticamente equivalentes como se aprecia en la Figura 2c.

El siguiente paso consiste en realizar un cálculo lineal elástico de la región aislada. Para ello se ha desarrollado un programa de análisis mediante el método de elementos finitos. El programa utiliza elementos triangulares de 3 nodos de tipo lagrangeano con interpolación lineal entre nodos y deformación constante. En esta etapa la respuesta a nivel material se considera perfectamente lineal, elástica, isotrópica y homogénea. De igual forma, en esta etapa se construye una malla de elementos finitos de la región D que será la misma en los pasos siguientes.

A partir de la información que proporciona la solución elástica, se definen una serie de factores de eficacia de material que se usarán como base para modificar las características del material en cada punto. Los factores de eficacia cuantifican la importancia relativa de cada elemento y, opcionalmente, identificará su modo de trabajo (tracción, compresión). A partir de aquí se inicia un proceso iterativo cuyo esquema general se muestra en la Figura 3. En cada iteración, tras modificar la distribución de propiedades elásticas en la región, se repite el análisis elástico.

En cada paso de iteración la nueva distribución de propiedades elásticas tiende a reducir la energía de deformación (W) de la estructura. Se considera que el proceso converge cuando entre dos iteraciones seguidas, el cambio relativo en la energía de deformación de la estructura, calculado como se indica en la Ec. (2), es menor que la tolerancia elegida. En los estudios presentados en este artículo se ha usado una tolerancia de 1%.

$$W = \frac{1}{2} \mathbf{q} \cdot \mathbf{d} \quad (2)$$

En la ecuación anterior, \mathbf{q} y \mathbf{d} son respectivamente los vectores de cargas y desplazamientos nodales del

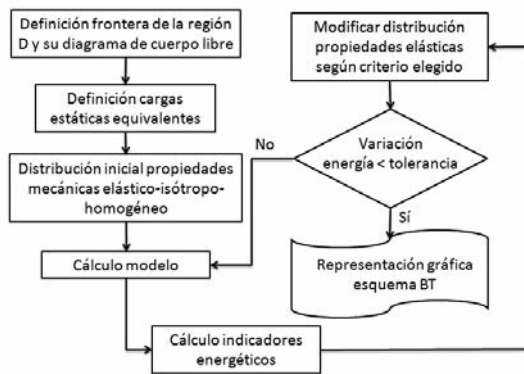


Figura 3. Diagrama de flujo general del método de generación de esquemas BT

modelo de la estructura. El esquema BT queda definido al final de la iteración en función de la distribución de las características mecánicas y el flujo de fuerzas internas. Variando los criterios con los que se modifican las propiedades mecánicas a lo largo del proceso se pueden obtener esquemas de armados distintos. No obstante, resulta evidente que no todos convergerán al mismo valor de energía mínima ya que al cambiar los criterios de toma de decisiones se añaden condiciones nuevas al problema.

En los apartados siguientes se proponen dos criterios de armado distintos: el primero tiende a minimizar la energía sin condicionantes en la orientación del campo de tracciones, que posteriormente será usado para definir los tirantes. Por lo tanto, puede producir tirantes inclinados. Este criterio se ha llamado criterio "isótropo - sin consideraciones constructivas" ya que, como se verá, aplica el mismo tratamiento a las zonas de compresión y a la de tracción y el tipo de matriz constitutiva usado es siempre de esta forma. El segundo criterio, usa matrices constitutivas ortótropas en las zonas de tracción para forzar orientaciones determinadas de los tirantes, por lo que ha sido denominado como criterio "ortótropo - con consideraciones constructivas".

3.2. Criterio 1: Isótropo - sin consideraciones constructivas

En el criterio isótropo se define el factor de eficiencia de cada elemento como el cociente entre la densidad de energía (energía por unidad de volumen) del elemento y la densidad de energía de la estructura completa, como se indica en la Ec. (3.1). Para garantizar la estabilidad numérica, el factor de efectividad no superara los límites superior e inferior que se indican en la Ec. (3.2).

$$f_c = \frac{W_e}{W_m} \tag{3.1}$$

$$0,01 \leq f_c \leq 1,0 \tag{3.2}$$

Donde W_m es la densidad de energía de toda la estructura, definida en la Ec. (4). En esta ecuación, V es

el volumen de la estructura original. W_e es la densidad de energía de cada elemento, como se muestra en la Ec. (5.1); la cual aparece desarrollada en la Ec. (5.2) para problemas 2D, en el sistema de coordenadas global y en el de las direcciones principales.

$$W_m = \frac{W}{V} \tag{4}$$

$$W_e = \frac{1}{2} \sigma \cdot \epsilon \tag{5.1}$$

$$W_e = \frac{1}{2} (\sigma_x \epsilon_x + \sigma_y \epsilon_y + \tau_{xy} \gamma_{xy}) = \frac{1}{2} (\sigma_{11} \epsilon_{11} + \sigma_{22} \epsilon_{22}) \tag{5.2}$$

Las propiedades mecánicas de cada elemento (i) se modifican al final de cada iteración como se indica en la Ec. (6). Se debe notar que la matriz de rigidez del elemento seguirá siendo de forma isótropa. En estas ecuaciones E y G son respectivamente el módulo elástico y el módulo de cortante del material original y E_e y G_e son las propiedades mecánicas modificadas tras la iteración.

$$E_e = f_e E \tag{6.1}$$

$$G_e = f_e G \tag{6.2}$$

De forma similar, el volumen efectivo de material queda definido como se indica en la Ec. (7), donde $V(i)$ es el volumen de cada elemento.

$$V_e = \sum_{i=1}^{Nde} f_c(i) V(i) \tag{7}$$

3.3. Criterio 2: Ortótropo - con consideraciones constructivas

El criterio anterior aplica igual tratamiento a los elementos dentro de los campos de compresión (bielas) y los de tracción (tirantes). En este apartado se propone un segundo criterio que intenta discriminar entre los elementos que formarán parte de las zonas comprimidas de aquellas que están principalmente traccionadas, las cuales terminarán generando tirantes. Una vez identificados los elementos que formarán parte de tirantes, es posible modificar las propiedades mecánicas del material en esos puntos para potenciar ciertas direcciones en los campos de tensiones. En particular, se usarán matrices de rigidez ortótropas para dirigir las tracciones en sentido vertical u horizontal con la intención de producir esquemas de armado que faciliten la construcción.

Para discriminar si un elemento debe ser considerado como parte de una biela o un tirante se recurre a la Ec. (5) donde se observa que la energía de deformación es invariante con el sistema de coordenadas.

En el caso particular de las direcciones principales, se puede descomponer en dos términos: uno que engloba la energía absorbida por las tensiones principales menores, que tienden a ser de compresión (Ec. 8), y otro que representa la energía absorbida por las tensiones principales mayores, que tienden a ser de tracción (Ec. 9). La suma de ambos términos es igual a la densidad de energía completa del elemento (Ec. 5.2).

$$W_{22} = \frac{1}{2} \sigma_{22} \varepsilon_{22} \quad (8)$$

$$W_{11} = \frac{1}{2} \sigma_{11} \varepsilon_{11} \quad (9)$$

Los casos particulares en que las tensiones principales son del mismo signo: compresión biaxial (σ_{11} es de compresión) y tracción biaxial (σ_{22} es de tracción) no requieren un tratamiento especial ya que se considerarán como elementos del campo de compresiones o de tracciones respectivamente.

La cantidad de trabajo en tracción del elemento se cuantifica mediante el factor f_T definido en la Ec. (10). Así pues, es posible definir un umbral a^* para decidir si un elemento formará parte de un campo de tracciones o de compresiones. A partir de estudios de sensibilidad iniciales se recomienda que este umbral se tome entre 0.7 y 0.9. En este artículo se ha tomado un umbral de 0.8 para todos los ejemplos estudiados.

$$f_T = \frac{W_{11}}{W_e} \quad (10)$$

Elementos en el campo de compresiones: $f_T \leq a^*$

Si la fracción de energía de tracción no supera el umbral, ($f_T \leq a^*$), se considera que el elemento trabaja fundamentalmente a compresión y que forma parte de un campo de compresiones. En este caso se incluyen las zonas solicitadas a compresión biaxial y aquellos en los que la biela está sometida a tracción ortogonal a la dirección de compresión principal. Este último representa el caso de bielas en abanico o en forma de botella. Esta información podrá usarse en una posible etapa de comprobación de la resistencia de la biela, aunque esto no es motivo del presente artículo.

Las propiedades mecánicas de los elementos dentro de los campos de compresiones serán modificadas, de acuerdo al factor de eficiencia (Ec. 3), de la misma forma que en el criterio 1 (Ec. 6). Por lo que las zonas de compresión tendrán comportamiento isótropo y la dirección principal del campo podrá ser inclinada.

Elementos en el campo de tracciones: $f_T > a^*$ ó $\sigma_{22} > 0$

Si f_T supera el umbral a^* , o bien si la sollicitación es de tracción en las dos direcciones principales (biaxial), se considera que el elemento trabaja fundamentalmente a tracción y que forma parte de un campo de tracciones (tirante). En estos casos, la matriz de rigi-

dez del elemento toma una forma ortótropa con direcciones principales del material predefinidas según la dirección de armado deseado, p.e. para forzar las direcciones de las armaduras en sentido vertical y horizontal, la matriz de rigidez será como se indica en la Ec. (11).

$$D = f_{eT} \begin{bmatrix} f_x E & 0 & 0 \\ 0 & f_y E & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (11)$$

Donde f_x y f_y modulan la rigidez del elemento en las dos direcciones de armado potenciando la existencia de un solo tirante, horizontal o vertical, cuando el trabajo tiene una dirección preferente. Por otro lado, el coeficiente f_{eT} afecta la matriz de rigidez en todas las direcciones por igual en función de la importancia del elemento. Estos factores se obtienen en función de la energía de deformación, calculada en el paso anterior como se indica en las las ecuaciones siguientes:

$$W_x = \frac{1}{2} \sigma_x \varepsilon_x \quad (12)$$

$$W_y = \frac{1}{2} \sigma_y \varepsilon_y \quad (13)$$

$$f_x = \frac{W_y}{\max(W_x, W_y)} \quad (14)$$

$$f_y = \frac{W_x}{\max(W_x, W_y)} \quad (15)$$

De las expresiones (14) y (15) se observa que los factores f_x y f_y son cantidades positivas cuya suma es siempre la unidad. Por último, el coeficiente multiplicador a toda la matriz constitutiva (f_{eT}) se define como se indica en la Ec. (16).

$$f_{eT} = f_e f_T \left(\frac{W_x + W_y}{W_e} \right) \quad (16)$$

Se observa que la formulación propuesta incluye como caso particular las zonas armadas con dos tirantes oblicuos en las zonas de tracción biaxial ($f_x > 0$ y $f_y > 0$). En las zonas de tracción en dos direcciones en la que prevalezca una dirección sobre la otra se tendrá que uno de los factores (f_x ó f_y) tiende a cero y se tendrá un solo tirante.

4. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

En este apartado se desarrollan y analizan tres ejemplos de aplicación con el primer objetivo de mostrar las capacidades del método propuesto y también para estudiar el funcionamiento y evolución del proceso de generación de BT. En la Figura 4 se muestran los esquemas estáticos de los tres ejemplos conside-

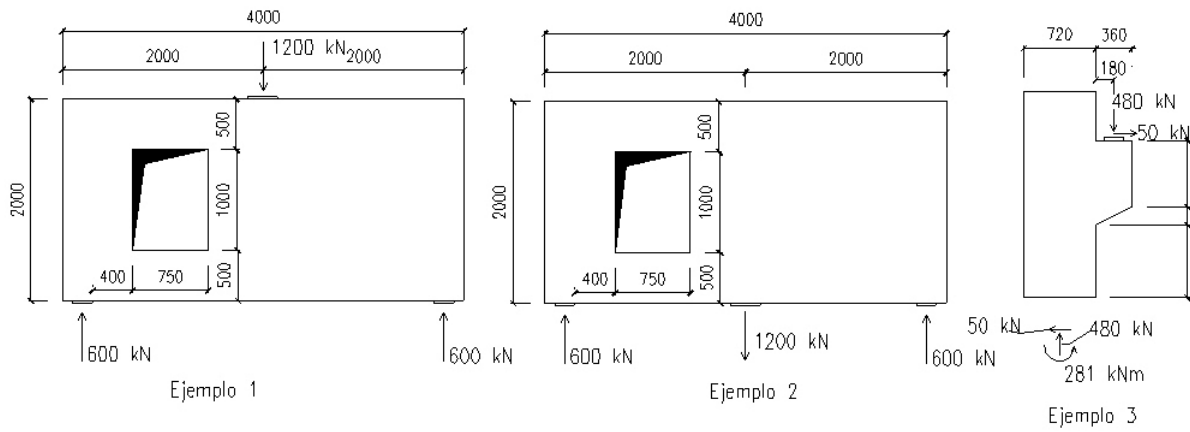


Figura 4. Casos de estudio considerados (cotas en mm)

radios. Los dos primeros consisten en vigas de gran canto con una abertura, teniendo el primero una carga superior y el segundo la carga colgada. El último ejemplo es una ménsula corta con una relación de aspecto (L/h) de 0,43. En todos los casos se analizarán los esquemas de armado obtenidos con los dos criterios expuestos en el apartado 3.

El método parte de la solución elástica del problema, considerando material lineal e isotrópico. La distribución de tensiones principales de tracción (σ_{11}) y compresión (σ_{22}) se muestra en la Figura 5 para los tres casos anteriores. En todos los casos se han usado elementos triangulares de tres nodos con interpolación lineal. El número de elementos usado es de 1.624 para

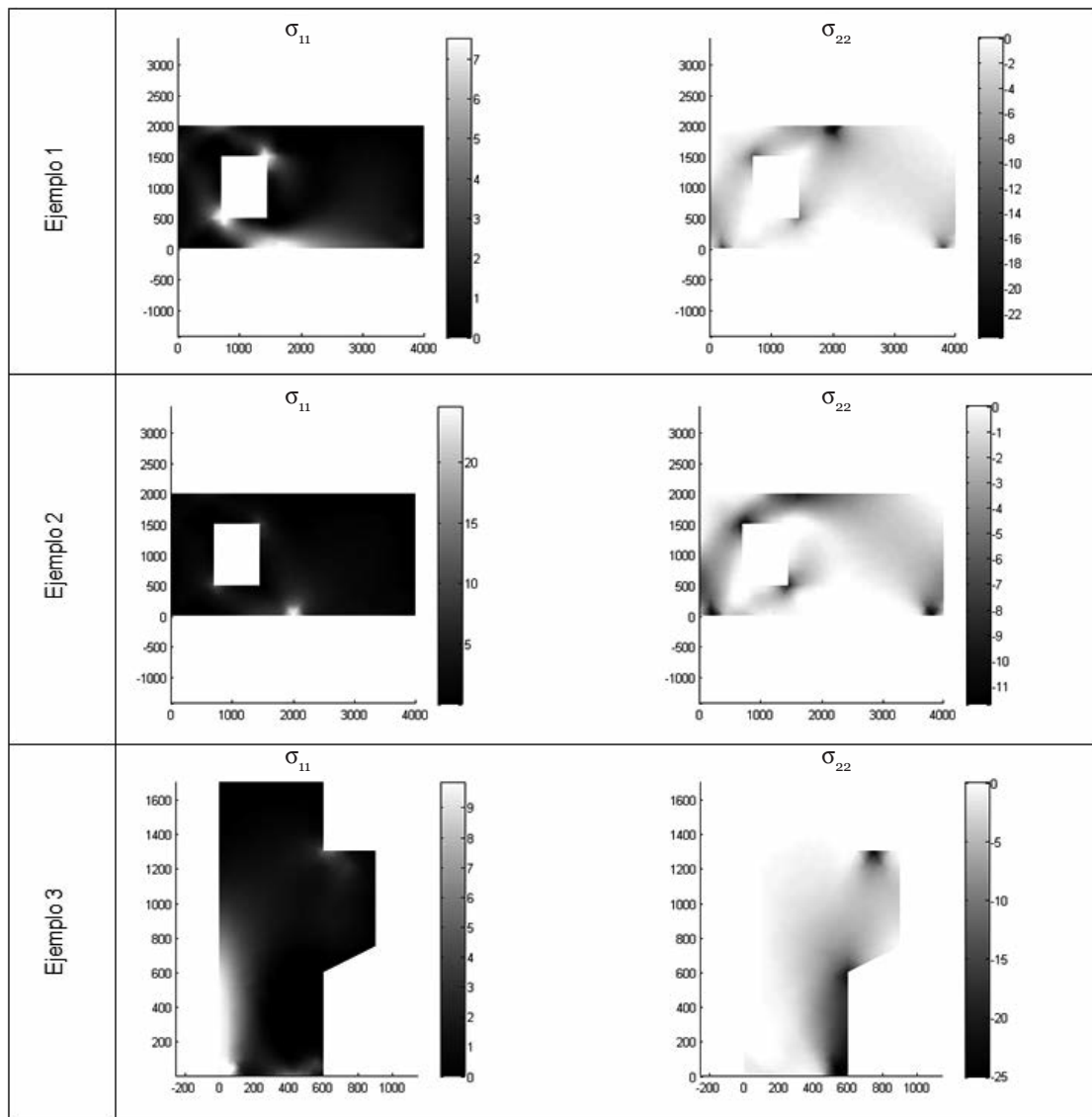


Figura 5. Solución lineal elástica inicial del estado tensional para los tres casos de estudio (MPa)

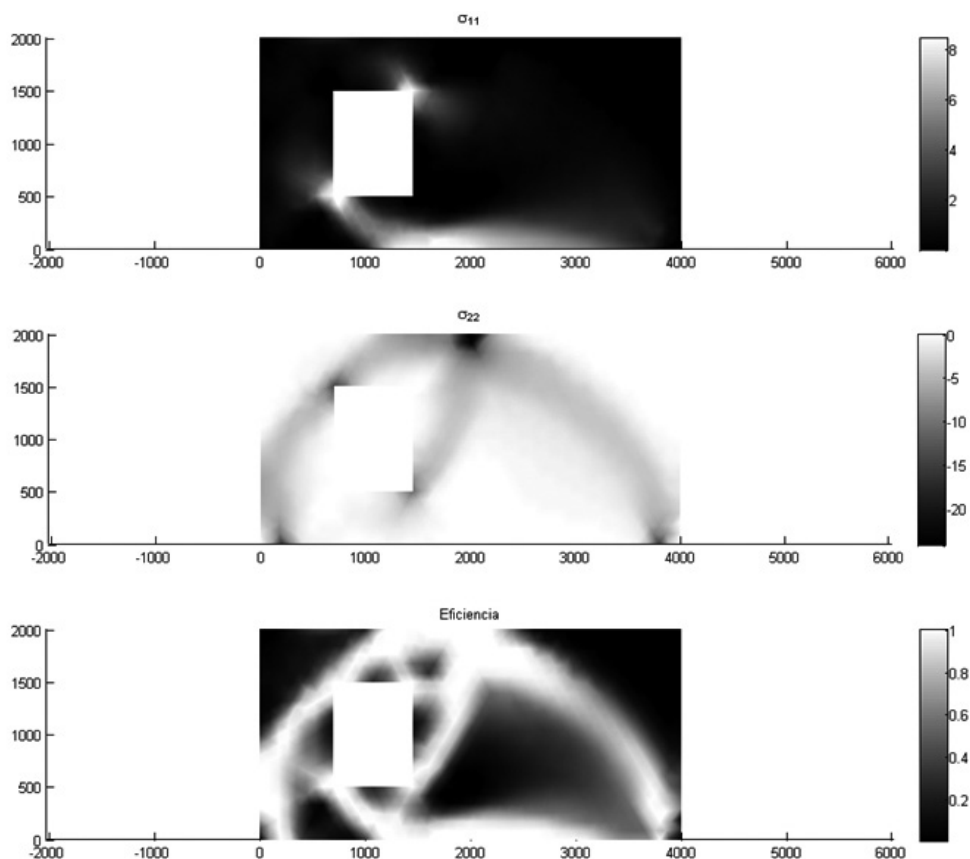


Figura 6. Campos de tensiones principales (MPa) y distribución de factor de eficiencia (adimensional) para el Ejemplo 1 - Criterio 1

los ejemplos 1 y 2 y de 1.032 para el ejemplo 3. Las propiedades elásticas iniciales consideradas en todos los casos son: módulo de elasticidad $E=30$ GPa y coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$.

4.1. Ejemplo 1: Viga de gran canto con abertura y carga superior

El criterio de armado 1 aplicado en el primer caso de estudio converge tras 15 iteraciones. En la Figura 6 se muestra la distribución de los campos de tensiones de tracción y compresión junto a la distribución del factor de eficacia que determina la forma estructural optimizada. Puede apreciarse que la distribución de eficiencias propuestas tiende a concentrar las tensiones en bandas de tracción y compresión; las resultantes de dichas bandas representan los tirantes y las bielas respectivamente.

En la Figura 7 se indica el flujo de fuerzas internas obtenido de acuerdo a los criterios de armado 1 (isótropo) y 2 (armadura ortogonal). El flujo de fuerzas define con bastante precisión el esquema de bielas y tirantes mediante zonas de compresión y tracción y las respectivas inclinaciones de los campos en dichas zonas. En la misma figura se ha representado una interpretación del esquema BT obtenido directamente a partir del flujo de fuerzas tras la optimización.

En el esquema obtenido según el criterio 1 se destaca la presencia de tirantes inclinados en la cara infe-

rior del elemento que suben hacia los apoyos, con mayor inclinación en la zona del apoyo izquierdo para salvar la abertura de la puerta. En la zona del apoyo derecho el tirante sube con una inclinación más suave para colaborar en el equilibrio vertical del campo de compresiones que allí se desarrolla entre el apoyo y la carga superior. Este esquema puede no ser conveniente desde el punto de vista de la disposición de armadura en obra. El objetivo del criterio 2 es precisamente tener en cuenta estos aspectos para potenciar esquemas de armados ortogonales, lo cual se aprecia en la misma figura. El proceso de iteración de la topología de BT según este criterio ha convergido en 9 iteraciones.

La Figura 7 muestra la capacidad del criterio 2 de generar esquemas con tirantes orientados de forma vertical y horizontal mientras que las bielas se desarrollan en el continuo hormigón adquieren la orientación necesaria para obtener un esquema BT factible. Se resalta que las posiciones y orientaciones de los tirantes son un resultado del modelo propuesto, es decir, no es necesario que el usuario disponga un esquema de armado, lo cual le da al método un valor adicional de cara al estudio de las posiciones óptimas de las armaduras en regiones D singulares.

Las Figuras 8 y 9 muestran, para la aplicación de los criterios 1 y 2 respectivamente, la evolución de la energía elástica total y la densidad de energía durante los procesos de iteración, así como del volumen

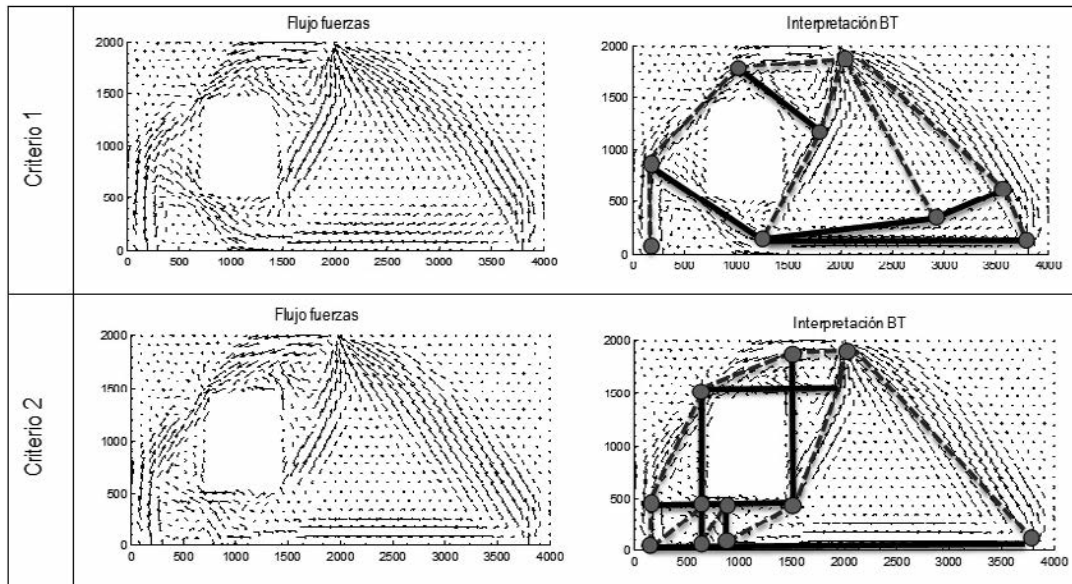


Figura 7. Flujo de fuerzas internas e interpretación como esquema BT para el Ejemplo 1 (adimensional)

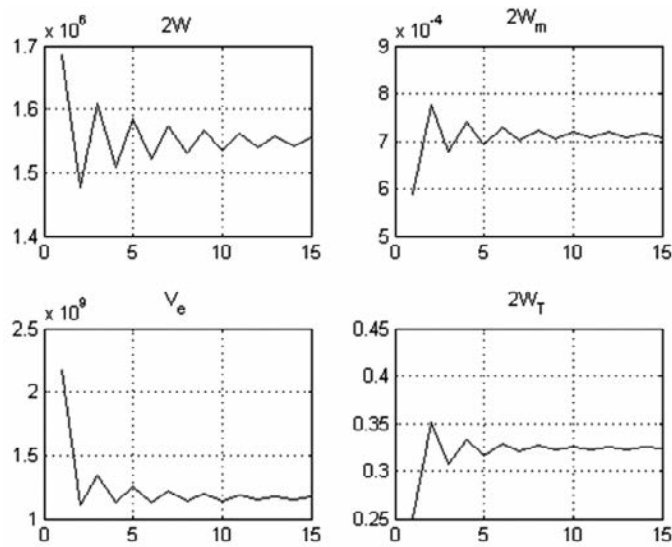


Figura 8. Evolución del problema durante el proceso iterativo para el Ejemplo 1 – Criterio 1: a) doble de la energía total (mJ), b) doble de la densidad de energía (mJ/mm³), c) volumen efectivo (mm³), d) doble de la densidad de energía de tracción (mJ/mm³)

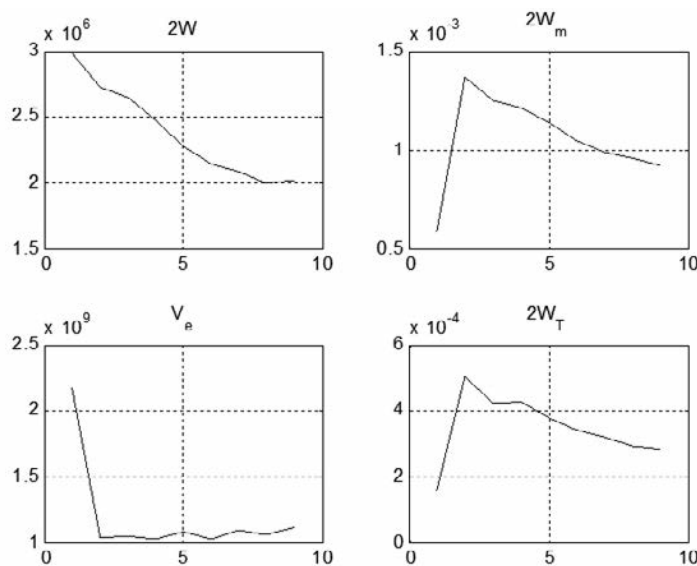


Figura 9. Evolución del problema durante el proceso iterativo para el Ejemplo 1 – Criterio 2: a) doble de la energía total (mJ), b) doble de la densidad de energía (mJ/mm³), c) volumen efectivo (mm³), d) doble de la densidad de energía de tracción (mJ/mm³)

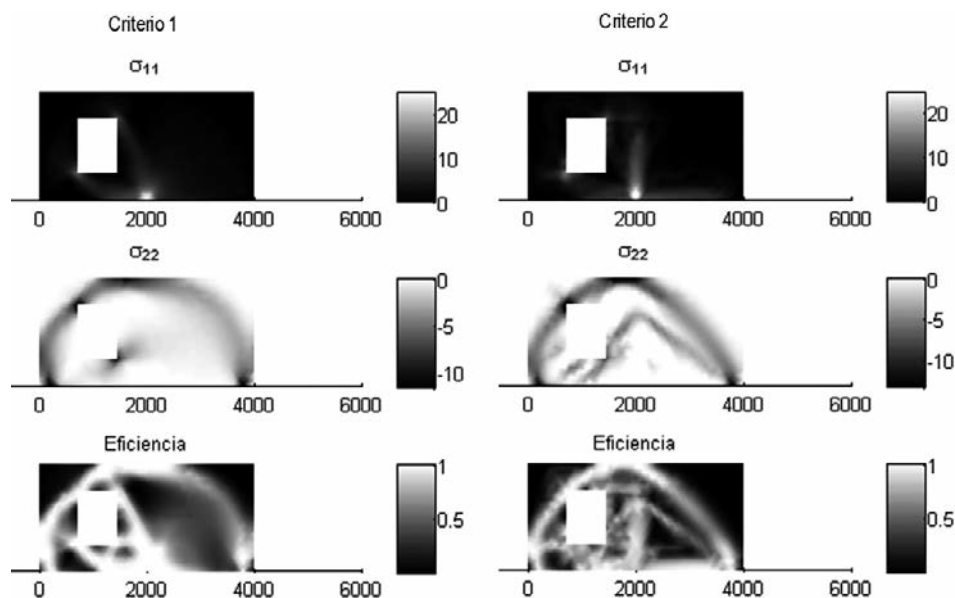


Figura 10. Campos de tensiones principales (MPa) y distribución de factor de eficiencia (adimensional) para el Ejemplo 2

efectivo del material (Ec. 7) y de la energía absorbida por la tracción. Se destaca que en ambos criterios la energía total del sistema tiende a reducirse a medida que avanza la iteración. Al final del proceso se obtiene, por lo tanto, una estructura optimizada en la que se ha minimizado la energía y el volumen del material. No obstante, es evidente que ambos criterios convergen a valores distintos, dadas las condiciones adicionales del criterio 2.

En general, se tendrá que la solución del criterio 2, si bien produce el esquema de armado deseado, absorbe más energía que la solución generada con el criterio 1 al tener que satisfacer las condiciones constructivas adicionales. Por lo tanto, la elección del criterio 2 de generación de esquemas BT implica asumir el compromiso de obtener soluciones que no son energéticamente las más eficientes pero que, además de ser factibles, son constructivamente más adecuadas.

A medida que se minimiza la energía de deformación, se observa que el volumen efectivo de material también se reduce. Si bien los mínimos energéticos y de volumen efectivo no coinciden exactamente en la misma iteración, el volumen efectivo final es en general muy próximo al valor mínimo registrado durante toda la iteración. Como el volumen efectivo es menor, la densidad de energía (energía por unidad de volumen) de toda la estructura crece, indicando un mejor aprovechamiento del material efectivo.

4.2. Ejemplo 2: Viga de gran canto con abertura y carga colgada

Las soluciones de los criterios 1 y 2 para el problema de una viga de gran canto con carga colgada se representan en las Figuras 10 para ambos criterios de

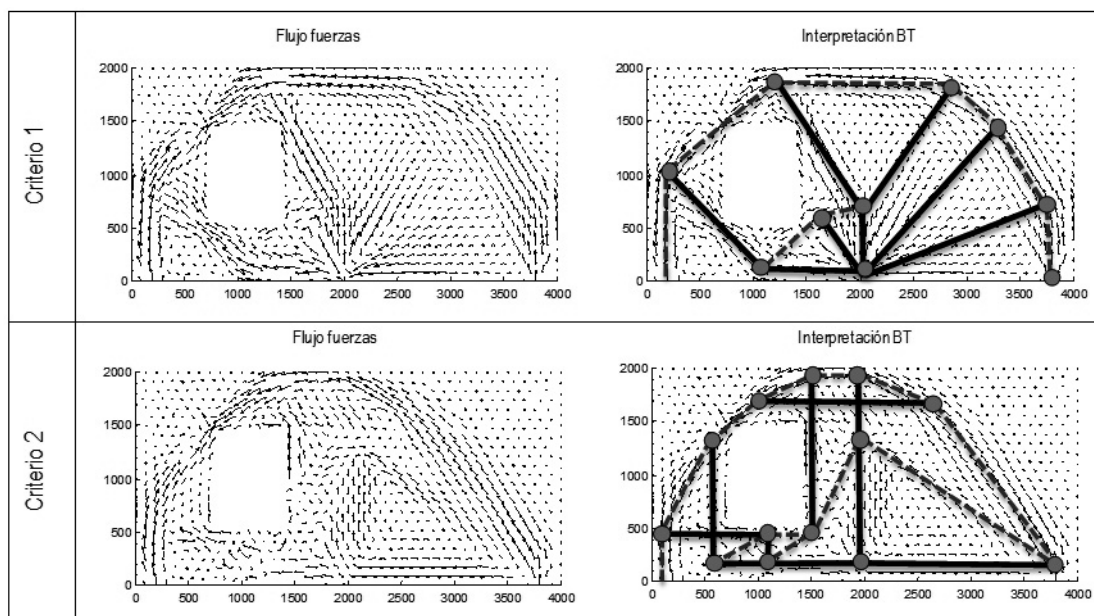


Figura 11. Flujo de fuerzas internas e interpretación como esquema BT para el Ejemplo 2 (adimensional)

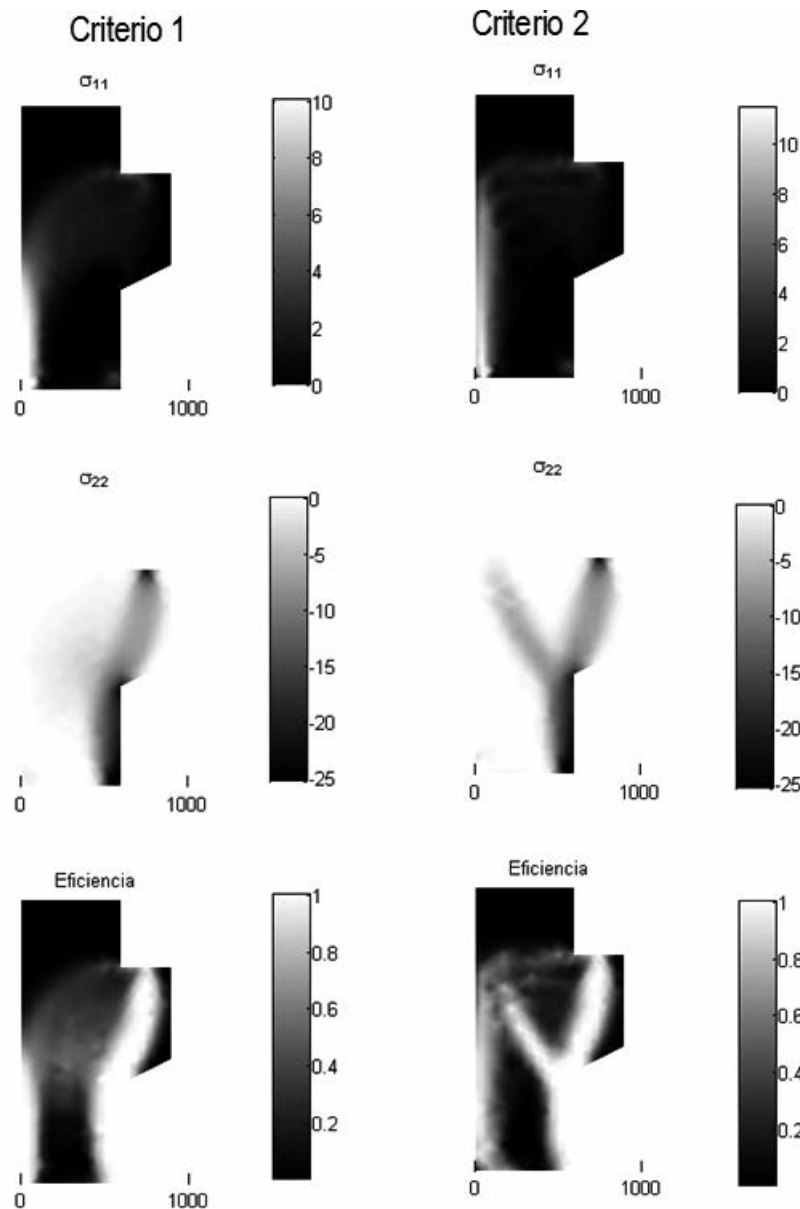


Figura 12. Campos de tensiones principales (MPa) y distribución de factor de eficiencia (adimensional) para el Ejemplo 3

armado. Asimismo, los flujos de fuerzas e interpretación del esquema BT se representan en la Figura 11. En el caso del criterio 1, el esquema BT resultante posee tirantes inclinados en la cara inferior que parten del punto de aplicación de la carga. En el extremo izquierdo, los tirantes se concentran para pasar por las esquinas inferior izquierda y superior derecha de la abertura y terminar anclados en las bielas superiores. En el extremo derecho, se forman dos tirantes que se prolongan hasta la biela de compresión para conseguir que la misma se incline hasta el apoyo.

La aplicación del criterio de armado 2 produce un tirante vertical sobre la carga que se desarrolla hasta el extremo superior de la viga, punto en el que se abren las bielas compresión. En el lado derecho, la biela se desarrolla recta hasta el apoyo, mientras que en el izquierdo, para salvar la abertura, la biela tiene dos cambios de dirección en los puntos en los que se generan tirantes verticales y horizontales bordeando la abertura.

La evolución de las características energéticas y de volumen efectivo sigue tendencias similares a las comentadas anteriormente, por lo que, en general, los esquemas BT propuestos tienden a minimizar la energía de deformación total a la vez que satisfacen los condicionantes de armado.

4.3. Ejemplo 3: Ménsula corta

En la Figura 12 se comparan las distribuciones de tensiones principales y factores de eficacia obtenidos para el problema de la ménsula corta con relación de aspecto (L/h) de 0,43 según los criterios de armado 1 y 2. El flujo de fuerzas internas y la interpretación de las mismas como esquema BT se representa en la Figura 13 para ambos criterios de armado.

La solución del criterio 1 consiste en disponer un tirante inclinado en el interior del pilar para desviar las fuerzas horizontales producidas en la ménsula

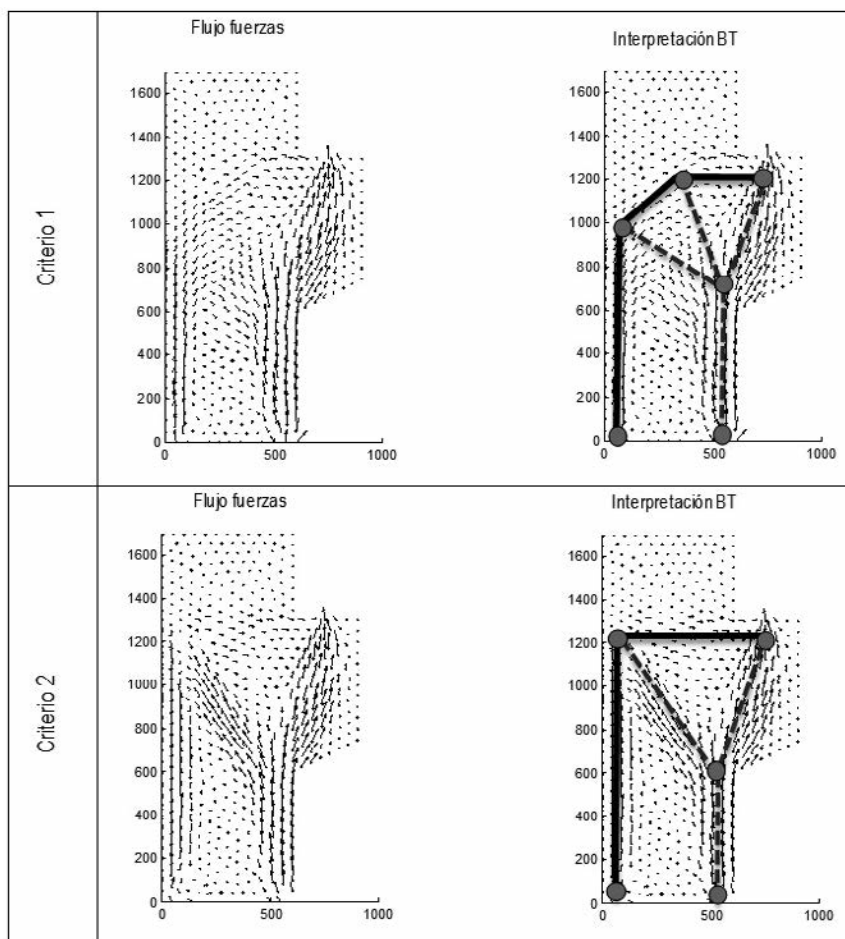


Figura 13. Flujo de fuerzas internas e interpretación como esquema BT para el Ejemplo 3 (adimensional)

hasta las verticales dentro del pilar. Esta armadura inclinada produce dos bielas en el interior del nudo que trabajan a un nivel de tensión relativamente bajo. Por otro lado, el criterio 2 genera dos bielas de compresión claramente delimitadas y rectas; las cuales permiten que se generen solo dos tirantes en el nudo (uno vertical y otro horizontal), ver Figura 13. En este caso, la energía de ambas soluciones convergen a valores más parecidos que en los ejemplos anteriores, siendo la energía de la solución 2 un 18% mayor que la de la solución 1.

5. CONCLUSIONES

Se ha desarrollado un método numérico para la generación de esquemas de bielas y tirantes de regiones D mediante un proceso iterativo de una serie de problemas lineales-elásticos, que pueden resolverse mediante métodos numéricos estándares. En el caso concreto de este trabajo, se desarrolló un programa de elementos finitos planos (tipo membrana) con elementos triangulares de deformación constante.

La estrategia fundamental del método es la modificación de las propiedades elásticas del material de acuerdo a criterios objetivos basados en la distribución de energía de deformación. Los criterios propuestos tienden a mínima energía de deformación.

Al resolver siempre problemas lineales, el método ha demostrado ser estable en cuanto a la convergencia; más aún, el número de iteraciones requerido es en general muy reducido, si se compara con otros métodos de optimización topológica debido, por un lado, a la propia eficacia de los criterios de toma de decisión y, por otro, a que en cada iteración se actúa sobre todo el dominio mediante la distribución del factor de eficiencia.

El método no requiere una disposición inicial de los tirantes o la solución de problemas no-lineales, por lo que resulta de utilidad también para encontrar la mejor ubicación de las armaduras en regiones D singulares en las que no se tenga experiencia previa.

Las modificaciones de las propiedades elásticas se llevan a cabo mediante criterios racionales que utilizan unos indicadores basándose en la distribución de la densidad de energía en el problema resuelto en el paso anterior. Así pues, el parámetro fundamental es el factor de eficiencia. Otros parámetros que se utilizan para guiar la toma de decisiones son la densidad de energía absorbida por las tensiones principales máxima y mínima por separado así como las absorbidas por las tensiones en las direcciones vertical y horizontal. El esquema BT resultante tiende a producir soluciones que reducen tanto la energía de deformación como el volumen del material efectivo

mientras que la densidad de energía de toda la estructura aumenta, lo cual indica que el volumen de material usado tiende a ser aprovechado cada vez más. Se observó que el mínimo de energía y de volumen de material no se dan de forma simultánea, si bien la diferencia entre el volumen para la mínima energía y el volumen mínimo encontrado durante el proceso iterativo es muy pequeña.

La principal ventaja de la estrategia propuesta está en que es posible conseguir esquemas de armado que sean ortogonales para satisfacer así posibles condicionantes constructivos si las propiedades mecánicas del medio se modifican de forma adecuada. Para ello se han desarrollado dos criterios de armado, uno que permite generar tirantes inclinados y otro que obliga a que estos se formen de forma ortogonal. El criterio propuesto para producir armados ortogonales utiliza un material elástico ortótropo en los campos de tracciones o tirantes, de forma que los campos de tracción tienen una dirección preestablecida. Para discriminar entre las zonas que serán tratadas como tirantes frente a las que se considerarán bielas, el algoritmo utiliza el trabajo de tracción del elemento y compara cuando este ha sobrepasado un umbral de la densidad de energía absorbida en el punto. Esta estrategia ha resultado ser satisfactoria como se evidencia en los casos de estudio presentados.

Esta metodología abre la posibilidad de estudio de soluciones de BT más eficientes así como la inclusión de otros tipos de condicionantes, tanto de tipo constructivo como referentes al comportamiento en servicio, funcionales, entre otros.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido realizado con el apoyo del Ministerio de Ciencia e Innovación mediante del proyecto de investigación BIA- 2009-11764.

REFERENCIAS

[1] SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; JENNEWEIN, M. "Towards a consistent design of structural concrete". *PCI Journal*. 1987, vol. 32, n° 3, p. 74-150.

[2] ROMO, J. "Cálculo de secciones y elementos estructurales. El método de bielas y tirantes". *La EHE explicada por sus autores*. 338 p. Madrid: Leynfor, 2000. ISBN: 8495560003.

[3] MIGUEL, P.; FERNÁNDEZ, M.; BONET, J.; MARTÍ, K.; NAVARRO, J.; CASTRO, M.C. *Proyecto de estructuras de hormigón mediante el método de bielas y tirantes*. Valencia: Ediciones VJ, 2009.

[4] ACHE. Comisión 1, GT1/3. *Método de las bielas y tirantes*. Madrid: ACHE, 2003. 164 p. (Monografía M-6). ISBN: 84-89670-38-2.

[5] REINECK, K-H. (Ed.) *Examples for the design of structural concrete with strut-and-tie models*. ACI SP-208. Michigan: American Concrete Institute, 2002. 242 p. ISBN: 9780870310867.

[6] REINECK, K-H.; NOVAK, L. (Eds.) *Further examples for the design of structural concrete with strut-and-tie models*. ACI SP-273. Michigan: American Concrete Institute, 2010.

[7] COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Instrucción de Hormigón Estructural – EHE-08*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.

[8] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. "Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones". *Hormigón y Acero*. 2007, n° 243, p. 93-102.

[9] MIGUEL SOSA, P.F.; FERNÁNDEZ PRADA, M.A.; BONET SENACH, J.L.; PASTOR VILLANUEVA, J.M. "Modelo automático para determinar el esquema de bielas y tirantes de una región D de forma cualquiera". *II Congreso ACHE de Puentes y Estructuras*. Madrid: Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural, 2002. p. 857-865. ISBN 84-89670-37-4.

[10] FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A. "On development of suitable stress fields for structural concrete". *ACI Structural Journal*, 2007, vol. 104, n° 4, p. 495-502.

[11] LIANG, Q.Q. "Performance-based optimization of structures". New York: Taylor & Francis Group, 2005. (Spon Research) ISBN: 0-415-33594-9.

[12] KWAK, H.G.; NOH, S.H. "Determination of strut-and-tie models using evolutionary structural optimization". *Engineering Structures*. 2006, vol. 28, n° 10, p. 1440-1449.

[13] BRUGGI, M. "Generating strut-and-tie patterns for reinforced concrete structures using topology optimization". *Computers and Structures*. 2009, vol. 87, n° 23-24, p. 1483-1495.

[14] BIONDINI, F.; BONTEMPI, F.; MALERBA, P.G. "Stress path adapting strut-and-tie models in cracked and uncracked RC elements". *Structural Engineering and Mechanics*. 2001, vol. 12, n° 6, p. 685-698.

[15] MAXWELL, B.; BREEN, J. "Experimental evaluation of strut-and-tie model applied to deep beam with opening". *ACI Structural Journal*. 2000, vol. 97, n° 1, p. 142-148.

[16] BAIRÁN, J.M. "Nonlinear modelling of reinforced concrete structures". *Earthquake Engineering by the Beach Workshop*, July 2-4 2009, Capri, Italy. [Disponible en: www.reluis.it].

Última monografía publicada*

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA **19**

M

**Modelos lineales
aplicados al hormigón
estructural**

Grupo de trabajo 2/4
Estadística Aplicada al
Hormigón Estructural

*Esta monografía está disponible para todos los miembros de ACHE solamente en versión digital (formato pdf), en la página web de la Asociación.

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98
www.e-ache.com

Hormigón de muy alto rendimiento reforzado con fibras (UHPFRC): innovaciones para la transmisión unidireccional de cargas

Ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC): innovations in one-way slabs

Esteban Camacho Torregrosa⁽¹⁾, Pedro Serna Ros⁽²⁾ y Juan Á. López Martínez⁽¹⁾

Recibido | Received: 17-01-2012
Aceptado | Accepted: 19-04-2012

Resumen

El presente documento explica el proceso de diseño, cálculo, fabricación y ensayo de un sistema de forjado para transmisión unidireccional de cargas elaborado con UHPFRC autocompactante. Se compone de vigas pretensas en artesa invertida y piezas de entrevigado formadas por placas delgadas. Se elaboró el material tanto en laboratorio como en una empresa de prefabricados, caracterizando la evolución en el tiempo de sus propiedades mecánicas. Se fabricaron en laboratorio vigas en sección real elaboradas sin armadura pretesa deduciendo mediante ensayo a flexión la ley tensión-deformación del material a tracción. En una empresa de prefabricados se realizaron vigas pretensas, siendo ensayadas para verificar el comportamiento real de la pieza. Además se ensayaron elementos de 20 mm de espesor para caracterizar las placas de entrevigado que completan el sistema.

Se explica el sistema de transmisión unidireccional de cargas planteado y sus ventajas, comparándolo con las soluciones actuales e indicando el rango de luces en el que se puede utilizar para edificación y obra civil.

Palabras clave: análisis inverso, forjado unidireccional, orientación de fibras, prefabricado, UHPFRC.

Abstract*

This study provides the design, calculation, casting and testing of a one-way spanning system made of self-compacting UHPFRC. It is composed of precast thin double T girders and thin flat slabs. Material was cast both at laboratory and at precast company, analysing the mechanical properties evolution. Full scale beams were made at laboratory without prestressed steel, deducing the stress-strain tensile law of the material by flexural tests. Prestressed beams were elaborated in a precast company and tested to check the real behaviour of the element. Besides 20 mm thickness slabs were tested to evaluate the capacity of the secondary elements which complete the system.

The advantages of the system proposed are explained, comparing it with the conventional solutions and detailing the span range where it can be used for building and civil engineering.

Keywords: back analysis, one way spanning, fibre orientation, precast, UHPFRC.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 95 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València (Valencia, España).

(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València (Valencia, España).

Persona de contacto / Corresponding author: escator@upvnet.upv.es

1. INTRODUCCIÓN

El UHPFRC (Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete) en su sentido estricto es el producto resultante de combinar tres tecnologías: Los hormigones autocompactantes, con fibras, y los de alta resistencia llevados al extremo. Elaborarlo requiere materias primas exclusivas (fibras de alto límite elástico, superplastificantes de tercera generación, áridos con tamaño máximo reducido, etc), maquinaria y procesos no convencionales (alta energía de fabricación, curado al vapor, etc.) y elevados niveles de control (humedad, garantizar dimensiones en elementos de reducido espesor, etc.) [1, 2, 3].

La Association Française de Génie Civil (AFGC) [1] define el material como aquél con resistencia a compresión superior a 150 MPa, elevada resistencia a flexotracción y un comportamiento muy dúctil. La durabilidad se ve muy incrementada y las fibras pueden reemplazar la armadura convencional secundaria. El rendimiento mecánico del UHPFRC y la reducción de recubrimientos por su baja permeabilidad permiten utilizar menor volumen de material e incrementar la cuantía del acero pretensado, aligerando la estructura. Por ello el potencial de este material para elaborar elementos estructurales pretensos prefabricados es muy elevado.

Si se ensaya a flexión un Hormigón Reforzado con bajo contenido en Fibras, éste alcanza su resistencia máxima inmediatamente antes de que fisure la matriz. Dependiendo de la adherencia entre el hormigón y la fibra, y de la tensión de rotura de ésta, la carga cae súbitamente (fallo frágil por rotura de la fibra) o disminuye progresivamente en lo que se denomina ablandamiento por deformación/deflexión (fallo dúctil por deslizamiento de las fibras). En el caso del UHPFRC, la resistencia de las fibras es suficiente para transmitir la carga (se utilizan fibras de alto límite elástico) y la adherencia a la matriz es tan buena que a ese nivel de sollicitación no deslizan. La carga aplicada puede seguir incrementándose tras aparecer la primera fisura, y por la buena adherencia entre matriz y fibra se abren una segunda, tercera, y sucesivas fisuras que no se desarrollan y por tanto son invisibles al ojo humano. El incremento de carga en esa fase se denomina endurecimiento por deformación/deflexión. Cuando se alcanza un valor elevado de carga, una de esas fisuras comienza a desarrollarse por el deslizamiento de las fibras y se inicia el ablandamiento por deformación/deflexión.

Gracias al endurecimiento por deflexión, una viga sometida a flexión puede alcanzar una deformación considerable en la fibra traccionada sin fisuración visible, incluso cuando sus armaduras pasivas o activas han plastificado. Esto implica que, en la práctica, el estado límite de servicio por fisuración no va a limitar la capacidad de los elementos diseñados, y por

tanto las cargas máximas obtenidas por ELS y por ELU son más próximas.

La apertura de muchas micro-fisuras en toda la zona de tracción se puede asumir como una "deformación equivalente". Para valores elevados de ésta, en los que el acero de refuerzo pasivo o activo se encuentra muy deformado, la capacidad del UHPFRC a tracción es todavía considerable. Eso implica que la capacidad estructural de ambos materiales puede sumarse, dado que alcanzan su mayor nivel de carga asociados a la misma deformación, obteniendo el máximo rendimiento de la pieza.

Diferentes dosificaciones de este tipo de hormigón han sido comercializadas con patente bajo nombres como Ductal®, BSI®, BCV® o CEMTEC®; productos resultantes de la investigación conjunta de universidades y empresas, utilizándose en Japón, Francia, EEUU y Alemania principalmente conforme a las recomendaciones existentes en relación al material [1, 2, 3, 4, 5]. También se han elaborado UHPFRC con dosificaciones propias para elementos prefabricados [3, 6, 7], aunque en menor medida.

La primera aplicación ingenieril realizada con UHPFRC fue la pasarela de Sherbrooke (1997) [8]. Entre ese año y el siguiente se fabricaron con BSI y Ductal las vigas para las torres de refrigeración de dos Centrales Nucleares Francesas, haciendo de ésta la primera aplicación por requisitos de durabilidad [1]. El primer puente de carretera lo construyó Eiffage en Francia en 2001 con dos vanos isostáticos de 20 m, en los que la sección transversal constaba de 5 artesas prefabricadas en forma de π [9].

En edificación se ha aplicado fundamentalmente para elaborar balcones y escaleras de reducido espesor [3, 10]. Por lo que respecta a la transmisión unidireccional de cargas, Di Prisco [11] utilizó el material para hacer placas de 25 mm de espesor biapoyadas con 2,5 m de luz, trabajando así como elementos semi-estructurales en forjados. El mismo autor ha propuesto y ensayado elementos de cubierta nervados de UHPFRC que tan sólo pesan 0,7 kN/m² [12].

En este artículo se expone una propuesta de material (UHPFRC) y un sistema de forjado para transmisión unidireccional de cargas. Éste ha sido diseñado para poder elaborarse en una empresa de prefabricados sin readaptar significativamente la tecnología y debe aportar las ventajas propias del uso de un material de alto rendimiento: Elemento durable, funcional, ligero, estético y con un coste competitivo.

Se presenta la definición del material empleado, su caracterización, el diseño del elemento estructural y su verificación teórica y experimental. El trabajo incluye los estudios previos y las verificaciones experimentales sobre elementos constructivos en verda-

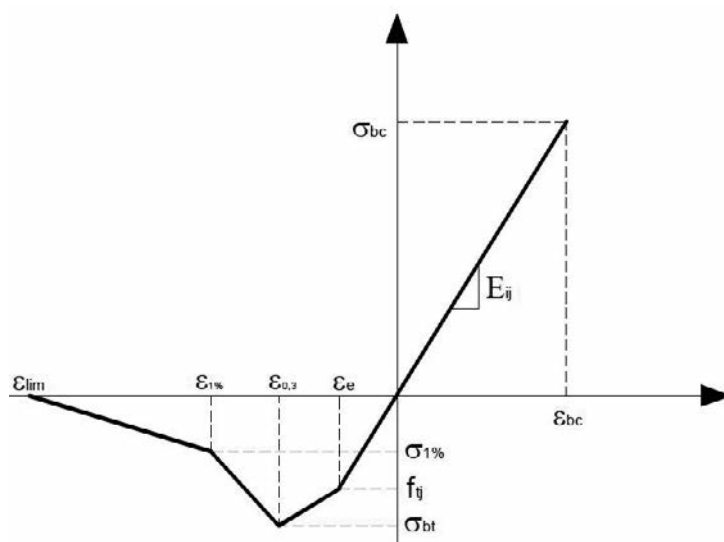


Figura 1. Diagrama tensión-deformación propuesto por la AFGC [1]

dera magnitud fabricados tanto en laboratorio como en empresa de prefabricados.

2. CRITERIOS DE CÁLCULO DE ELEMENTOS DE UHPFRC

Para el cálculo de elementos estructurales fabricados con UHPFRC la AFGC [1] propone utilizar una ley constitutiva del hormigón que incluye la consideración de la colaboración de las fibras en el comportamiento a tracción.

2.1. Ley constitutiva de cálculo propuesta por la AFGC

El comportamiento a compresión del UHPFRC se modelizará con un diagrama elastoplástico con valor máximo de $0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_b$, con una deformación última a compresión, $\epsilon_u = 0,3\%$. El comportamiento a tracción del UHPFRC se caracteriza por una curva tensión-deformación multilínea por segmentos (figura 1), en la que existen dos comportamientos diferenciados:

- Una fase elástica limitada por la resistencia a tracción de la matriz cementicia, f_{tj} / γ_{bf} .
- Un comportamiento post-fisura con endurecimiento por deformación caracterizado por la resistencia a tracción del material compuesto tras la fisuración de la matriz.

El valor pico está asociado a una deformación equivalente correspondiente a una apertura de fisura de 0,3 mm. Esa deformación se puede obtener con la transformación mostrada en la ecuación (1).

$$\epsilon_{n0,3} = \frac{f_{tj}}{\gamma_{bf} \cdot E_{ij}} + \frac{0,3}{l_c} \quad (1)$$

Donde l_c es la longitud crítica, que vale $0,66 \cdot h$ en elementos no armados. El fenómeno de ablandamiento se produce hasta una deformación equivalente del 1%, obtenida mediante la ecuación (2).

$$\epsilon_{n1\%} = \frac{f_{tj}}{\gamma_{bf} \cdot E_{ij}} + \frac{w_{1\%}}{l_c} \quad (2)$$

Donde $w_{1\%} = 0,01 \cdot H$, siendo H el canto del elemento ensayado. A partir del valor de deformación, $\epsilon_{n1\%}$ la tensión se reduce hasta valer 0 a una deformación límite cuyo valor se obtiene con la ecuación (3).

$$\epsilon_{lim} = \frac{l_f}{4 \cdot l_c} \quad (3)$$

Siendo l_f la longitud de la fibra.

Los valores de la tensión asociada al pico y a la deformación del 1% deben calcularse por análisis inverso sobre probetas representativas del comportamiento del elemento a desarrollar, o bien sobre probetas diferentes aplicando a los valores obtenidos un coeficiente de orientación K . La AFGC no desarrolla un procedimiento estructurado para la realización del análisis inverso, sin embargo sí que plantea la consideración del efecto de orientación de las fibras. Para γ_{bf} propone el valor 1,3.

2.2. Coeficiente de orientación K

La resistencia a tracción que proporcionan las fibras depende mucho del amasado, de la puesta en obra y de las dimensiones del elemento por su influencia en la orientación. Para considerar estos efectos, la AFGC propone reducir los valores de las tensiones de la ley constitutiva dividiéndolos por un factor de orientación K .

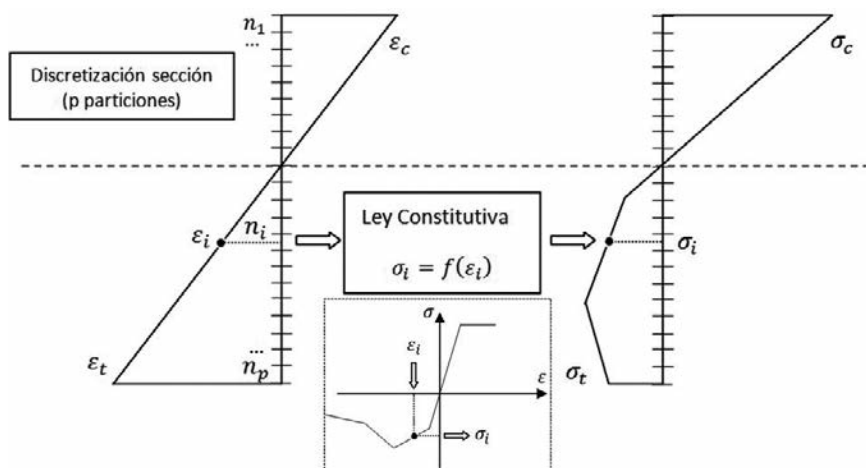


Figura 2. Deformación y tensión en una sección discretizada de una probeta

Para determinar ese factor se puede proceder comparando los resultados del análisis inverso sobre ensayos normalizados con los de otros ensayos sobre probetas representativas del elemento constructivo. Estas pueden extraerse de un prototipo del elemento que se pretende construir, procurando analizar muestras representativas de diferentes criterios de orientación de fibras (de zonas con distinta dificultad de ejecución). Sobre los resultados de los ensayos a flexión de estas probetas se realizará el análisis inverso para obtener la ley constitutiva a tracción.

2.3. Obtención de la ley constitutiva: El análisis inverso

Una sección de una probeta ensayada a flexión a tres puntos experimentará una deformación plana, teniendo a cada profundidad de fibra una deformación y por tanto una tensión asociada, ambas relacionadas por una cierta ley constitutiva (figura 2).

Dada una ley constitutiva del material, es posible plantear el equilibrio de una sección cualquiera sometida a un momento flector, deduciendo la deformación en cabeza y la profundidad de fibra neutra que

generan un estado de deformación-tensión que equilibran los esfuerzos exteriores (momento M generado por una carga central P y axil nulo).

A cada sección de la probeta, y para los diferentes momentos flectores a los que se ven sometidas durante el ensayo, le corresponde una deformación que equilibra la sección. Discretizando la probeta en t elementos, a partir de la deformación de cada uno se puede obtener el giro, y por tanto el incremento de flecha entre las distintas secciones (figura 3). Con ello, se puede obtener la flecha central en cada instante. Si se representan las flechas centrales asociadas a la carga P , creciente durante el ensayo, se obtiene el gráfico carga-flecha teórico.

El proceso de análisis inverso se basa en encontrar por aproximaciones sucesivas la ley constitutiva que produce un gráfico teórico carga-flecha similar al experimental obtenido durante el ensayo. Este mismo procedimiento puede aplicarse para predecir la curva carga-flecha de cualquier elemento una vez definida la ley constitutiva del UHPRFC. Evidentemente debe adaptarse la geometría de la sección, que para el caso de una probeta es rectangular, y para el elemento pre-teso diseñado en este documento es una sección en π .

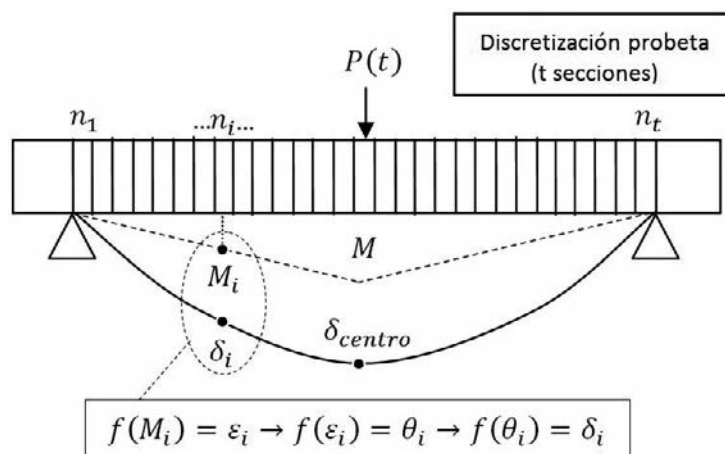


Figura 3. Probeta discretizada en t elementos. Relación entre carga aplicada y flecha central

Tabla 1. Dosificación del UHPFRC utilizada tanto en laboratorio como en empresa de prefabricados

	Cemento	Humo de sílice	Árido 1	Árido 2
Tipo	CEM I 52,5 R/SR Lafarge	Condensado Ferroatlántica/SIKA	Silíceo 0/0,5 mm (KAOSA)	Silíceo 0/2 mm (KAOSA)
Cantidad	980 Kg/m ³	98 Kg/m ³	308 Kg/m ³	781 Kg/m ³
	Agua	Aditivo	Fibra corta	Fibra Larga
Tipo	Agua total	GLENIUM ACE 31 (BASF)	13/0.16 OL L.E>2.000 MPa	RC-80/30-BP L.E>2.300 MPa
Cantidad	215,6 Kg/m ³	3,5% s.p.congl. (32,2 Kg/ m ³)	1% en vol. (78 Kg/m ³)	1% en vol. (78 Kg/m ³)

3. DISEÑO Y CARACTERIZACIÓN DEL UHPFRC

En la UPV se ha trabajado desde 2008 en el desarrollo de dosificaciones de UHPC-UHPFRC, del que existe muy poca experiencia en España. Los esfuerzos se han centrado en desarrollar hormigones con materias primas accesibles y en optimizar fundamentalmente la resistencia a flexo-tracción elaborando hormigones híbridos, que combinan varios tipos de fibras. Actualmente ya se han caracterizado tres UHPFRC diferentes en función del nivel de exigencia mecánica requerido [11, 13].

El material fue desarrollado en el laboratorio de Ingeniería de la Construcción de la UPV tras un proceso de optimización de dosificaciones [14, 15]. La dosificación y materiales utilizados para este programa experimental se presentan en la tabla 1. El hormigón elaborado en la empresa de prefabricados PRE-VALESA tan solo varió en el proveedor del humo de sílice.

Se pretendía fabricar hormigón tanto en una empresa de prefabricados como en laboratorio, de modo que el procedimiento de amasado se adaptó a la capacidad y velocidad de giro de la amasadora, si bien los pasos fueron similares. Los áridos, adiciones y cemento se mezclaban en seco al principio durante 2 min, añadiendo posteriormente el agua y la mitad del aditivo. Tras 4 minutos se añadía la mitad restante de aditivo y se continuaba amasando hasta los 10 minutos, en los que se añadía la fibra corta y posteriormente la larga, concluyendo el amasado en el minuto 13. Para todo el estudio se realizaron en fábrica tres amasadas de 500 litros en una amasadora rotatoria de 1 m³ de capacidad y en laboratorio una amasada de 100 litros con una amasadora rotatoria de 150 litros de volumen útil.

Para caracterizar la reología del material empleado, sobre las amasadas fabricadas en la empresa se deter-

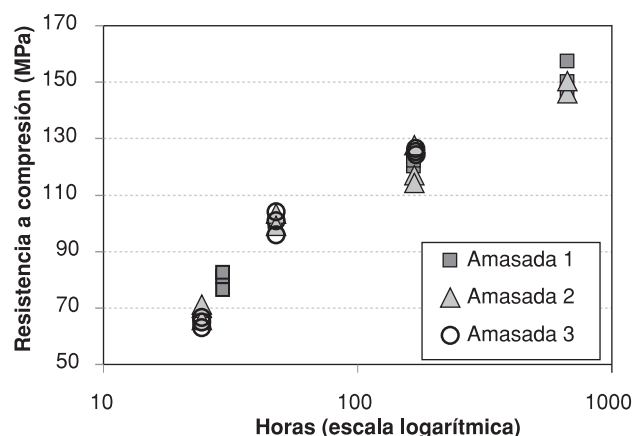


Figura 4. Evolución de la resistencia a compresión

minó el valor de escurrimiento de acuerdo con la norma UNE-EN 12350-8, 45 minutos después del amasado alcanzando un diámetro máximo de 650 mm y mostrando una distribución de fibras homogénea.

Las características mecánicas se determinaron con los siguientes ensayos:

- La resistencia a compresión se determinó a 1, 2, 7 y 28 días en probetas cúbicas de 100 × 100 × 100 mm de acuerdo con la norma UNE-EN 12390-3. Se ensayaron tres probetas para cada amasada y edad. En la figura 4 se muestra la evolución de las resistencias en el tiempo. El coeficiente de variación para todas las edades osciló entre el 2,2% y el 4,1%, con un valor de resistencia a compresión media a 28 días de 150 MPa. La baja variabilidad entre amasadas permite afirmar que el amasado fue de alta eficiencia, produciendo una mezcla homogénea.
- El módulo elástico se determinó sobre probetas cilíndricas 150 × 300 mm de cada amasada de acuerdo con la norma EN-83316:1996. Se obtuvo

un valor de módulo elástico secante a 28 días de 44000 MPa, obteniendo además los valores a 24 h para poder estudiar el comportamiento mecánico al cortar el cable preteso (figura 5).

- c. El comportamiento a flexotracción se determinó sobre 5 probetas prismáticas de $150 \times 150 \times 600$ mm de acuerdo con la norma UNE-EN-14651:2007 y 3 probetas de dimensiones $50 \times 50 \times 360$ mm, similares a las del elemento propuesto, para obtener resultados más representativos, tal y como propone [1]. Se fabricó al menos una probeta de cada tipo para cada una de las amasadas. Los valores característicos se han obtenido restando a los valores medios dos veces la desviación típica obtenida. Los resultados se muestran en la tabla 2.

La ley media de comportamiento a tracción se dedujo de dos maneras diferentes. En primer lugar, realizando un análisis inverso a los resultados obtenidos a flexión sobre probetas de canto similar a los espesores del elemento ($50 \times 50 \times 360$ mm), y en segundo lugar, en base a ensayos a flexión realizados a probetas $150 \times 150 \times 600$ mm tal y como propone el Anejo 14 de la EHE [16] para hormigones con fibras, si bien este tipo de hormigón queda fuera de su campo de aplicación por nivel de resistencia y contenido en fibras. En la figura 6 se comparan los valores de cálculo obtenidos para ambos. Es destacable que ambas leyes son muy similares a pesar de proceder de criterios y ensayos distintos.

Los datos de la evolución en el tiempo de la resistencia a compresión y módulo elástico prueban que las características mecánicas son suficientes para poder

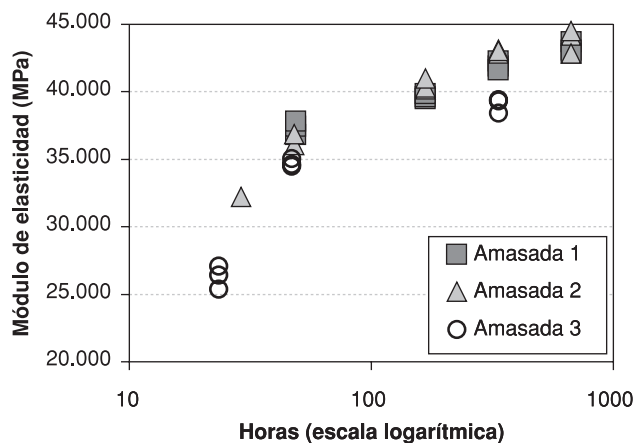


Figura 5. Evolución del módulo elástico en el tiempo

cortar los cables pretesos a las 24 h de elaborar el hormigón, hecho positivo para obtener el máximo rendimiento de la prefabricación de las piezas.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL FORJADO UNIDIRECCIONAL

El forjado unidireccional planteado se basa en dos elementos: Vigas pretesas en "π", que son los elementos estructurales primarios, y placas de entrevigado para dar horizontalidad al forjado, que no necesita capa de compresión in situ.

Las figuras 7, 8 y 9 muestran la sección transversal de los elementos primarios, cuya anchura total es de 727 mm, un esquema de la estructura conjunta del forjado y el sistema de acumulación de las piezas pensa-

Tabla 2. Valores de resistencia a flexión en los ensayos

Dimensiones (mm)	Nº prob.	Tensión lineal equivalente (MPa)		
		Medio	Desviación Típica	Característico
$150 \times 150 \times 600$	5	37,75	3,85	30,06
$50 \times 50 \times 360$	3	35,06	4,38	26,30

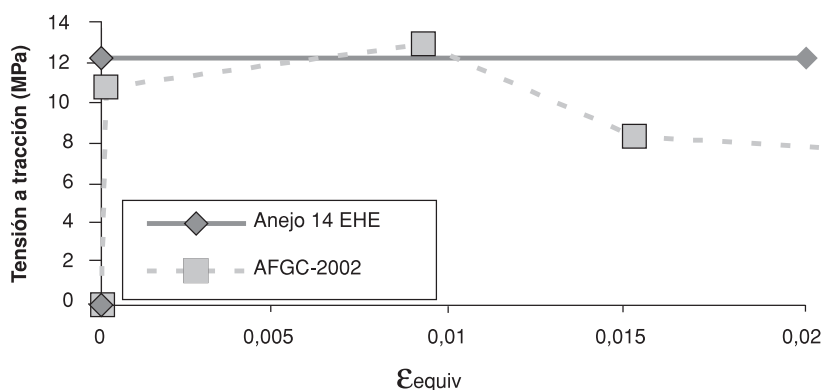


Figura 6. Leyes tensión-deformación a tracción deducidas a partir de los ensayos de las probetas a flexión

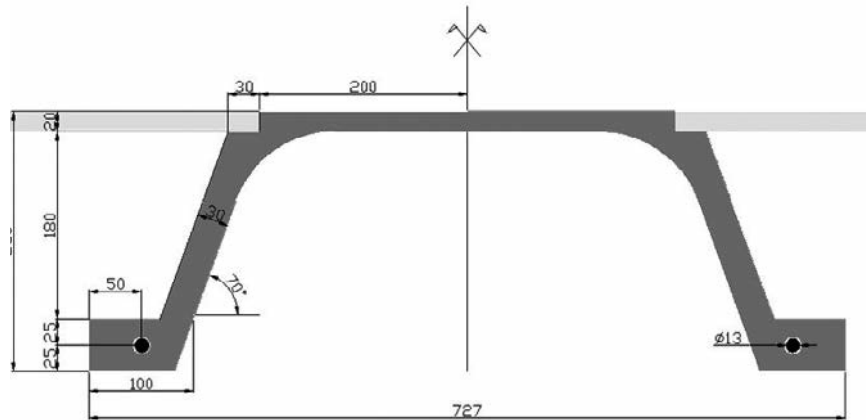


Figura 7. Dimensiones de la artesa invertida

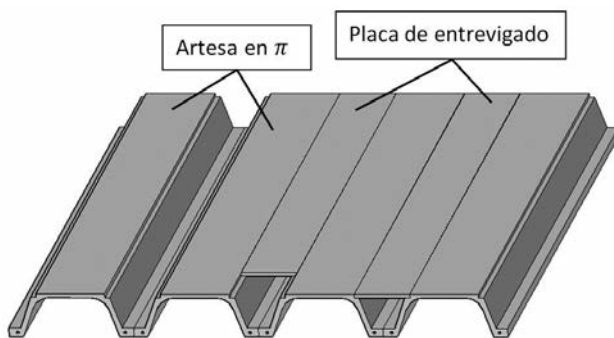


Figura 8. Sistema unidireccional con las piezas primaria y secundaria



Figura 9. Sistema de apilado de los elementos primarios

do para optimizar el transporte y el almacenamiento. La única armadura convencional es un cordón de pretensado de 7 alambres y 13 mm de diámetro equivalente situado en cada ala de la artesa. La sección de hormigón traccionada colabora significativamente gracias al alto contenido en fibras. El hormigón de la capa de compresión hace también de pavimento, de modo que todo el material utilizado tiene función estructural, lo cual es ya un indicio de la idoneidad de la solución y de que puede resultar competitiva. Conviene señalar que se ha desarrollado la pieza con estas características para evaluar su funcionamiento, pero para aplicaciones más exigentes es posible modificar las dimensiones, aumentando el canto y/o los espesores, añadir pretensado en la cara superior, y dando mayor capacidad estructural e inercia, aunque siempre manteniendo el concepto estructural.

Las ventajas constructivas del elemento planteado son principalmente el alto nivel de industrialización que proporciona, su capacidad de almacenaje, y que durante el proceso de construcción no se requiere apuntalamiento, ferrallado o encofrado en obra. El posicionamiento y fijación de las artesas invertidas a las vigas de apoyo se plantea mediante pasadores que salen de estas últimas y atraviesan sendos agujeros en las alas inferiores.

El elemento tiene una gran durabilidad y un peso propio muy reducido (1,25 kN/m² con sólo 25 cm de canto). En elementos convencionales con la misma capacidad estructural, el peso propio genera una carga

muerta que consume una gran parte de su capacidad. En forjados tradicionales la carga muerta es muy sensible al incremento de luz, hecho mucho menos relevante en la solución aquí planteada. Las luces en las que se puede aplicar llegan a los 18 m, pudiendo sustituir los cables de pretensado por armadura pasiva para aplicaciones menos exigentes.

5. VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL DE LOS ELEMENTOS PROPUESTOS

El programa experimental desarrollado para analizar el comportamiento de la solución que se propone se ha realizado en dos fases. En primer lugar, se fabrican en laboratorio elementos tipo placa, realizando un proceso de vertido similar al que se aplicaría para obtener las placas de entrevigado. Asimismo, se fabricó y ensayó en laboratorio una viga en π de sección real, sin armadura, con el propósito de ajustar la ley constitutiva del material en elementos de tamaño idéntico al de las aplicaciones reales.

Finalmente, en una segunda fase, se fabricaron en planta de prefabricados dos vigas en \square con la sección real y el armado preteso definitivo a fin de verificar la respuesta completa del elemento.

5.1. Placa de entrevigado

Se ensayaron tres placas de 1.200 × 800 × 20 mm, en las que las fibras están alineadas mayoritariamente en

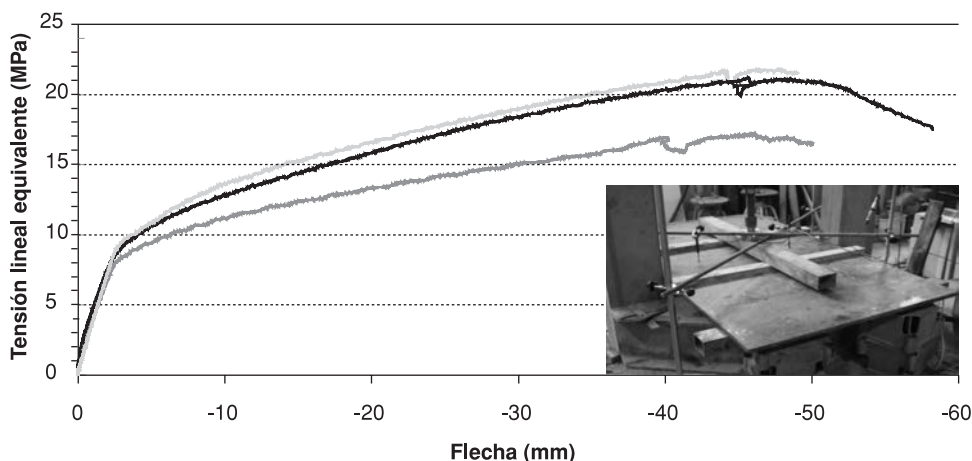


Figura 10. Relación entre la Tensión Lineal Equivalente y la flecha central en tres placas de 1200 x 800 mm ensayadas a cuatro puntos

dos direcciones. Para los ensayos las placas se apoyaron sobre dos rodillos y se aplicó la carga en dos líneas situadas a tercios de la luz. El modo de rotura fue claramente dúctil. La multifisuración apreciada fue muy intensa y los valores de resistencia a flexión variaron entre 17 y 22 MPa. Los valores obtenidos superan ampliamente las necesidades para las cuales el elemento estructural ha sido concebido. En la figura 10 se muestran las curvas tensión lineal equivalente-flecha obtenidas.

5.2. Ensayo de la viga en π no armada. Ajuste de la ley constitutiva

La viga en sección real se fabricó en laboratorio sin armadura y con un proceso de puesta en obra similar al planeado para los elementos pretesos. El ensayo se realizó apoyando la viga con luz de 2.000 mm y aplicando dos cargas centradas con separación entre ellas de 300 mm. Los posibles efectos de deformaciones por movimiento lateral de las alas se evitaron coartando el movimiento en el eje ortogonal con placas metálicas. A partir del resultado obtenido en fle-

cción, se dedujo mediante análisis inverso la ley trilineal del hormigón a tracción, con el mismo criterio que se planteó en 2,3, adaptando la geometría de la sección propuesta.

La figura 11 muestra el resultado del ensayo y la curva carga-flecha teórica obtenida en el análisis inverso. La ley constitutiva obtenida se presenta en la figura 12, comparada con las deducidas de los ensayos de caracterización.

Como se aprecia, las diferencias que producen en los valores pico la orientación de las fibras proporcionan un factor K de orientación de valor 1,145, ligeramente inferior al que propone la AFGC ($K=1,25$). Se constata que las diferencias en el comportamiento a tracción no solo afectan al valor del pico, sino que los valores de deformación asociados a este y a la tensión de ablandamiento también se ven reducidos. Las diferencias con las leyes que proporcionan las probetas se deben a la orientación de las fibras, que se ve afectada tanto por la geometría del elemento como por el método de puesta en obra.

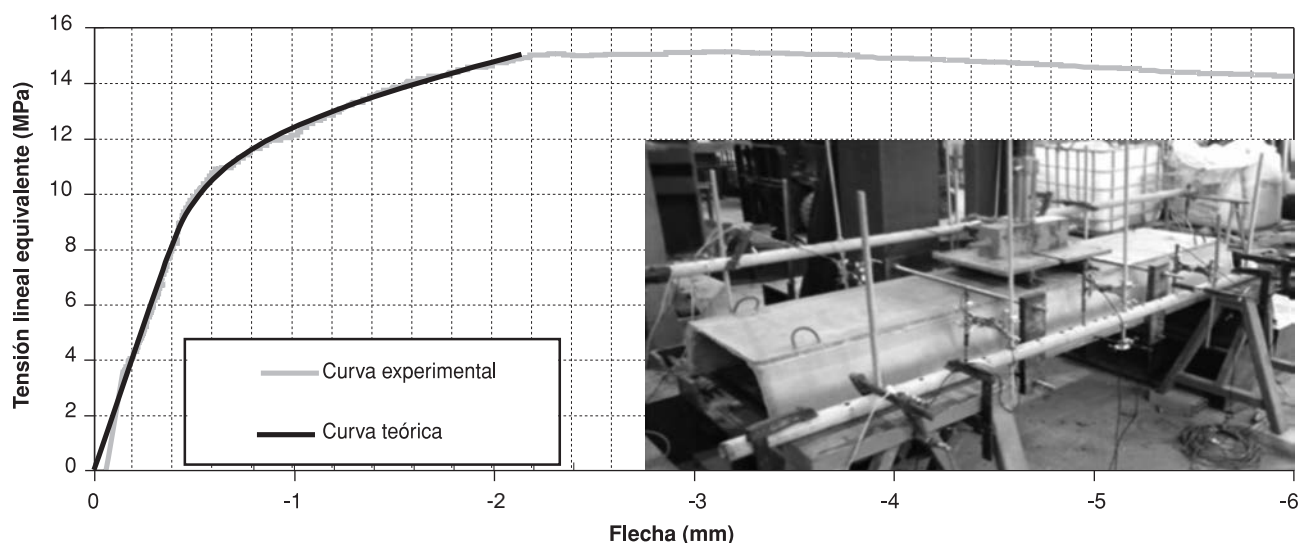


Figura 11. Curva tensión lineal equivalente-flecha teórica y experimental de la pieza no armada

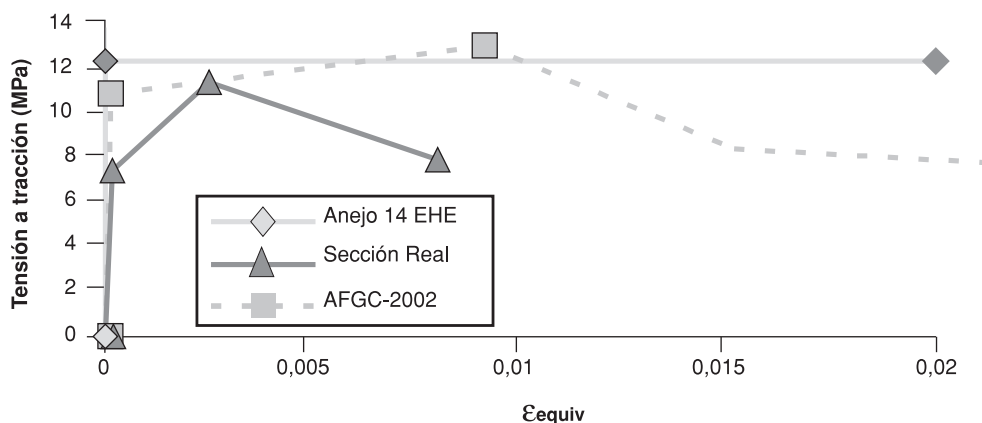


Figura 12. Diagramas tensión-deformación deducidos a partir del análisis inverso de las probetas y del elemento en sección real

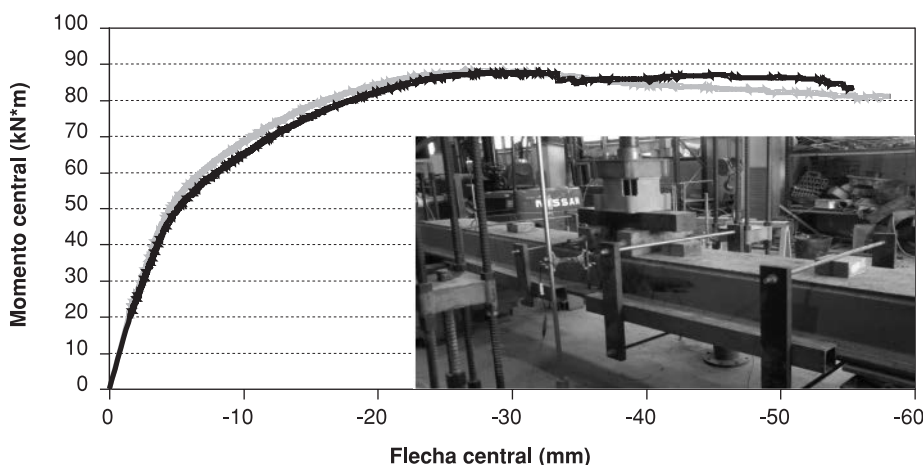


Figura 13. Gráfica carga-flecha central obtenida para las dos vigas ensayadas a cuatro puntos a flexión

5.3. Ensayo de la viga en π pretensada

Se elaboraron y ensayaron a flexión dos vigas biapoyadas pretensas con cordones de 7 alambres de 13 mm de diámetro equivalente coartando el desplazamiento de las alas en el eje ortogonal. Fueron ensayadas con luz de 3.000 mm y sometidas a una carga aplicada en dos líneas centradas y separadas 300 mm. El momento medio máximo resistido fue de 88,91 kN*m (figura 13), asociado a una flecha relativa de 1/110. El fallo se produjo a flexión y hasta el 85% de ese valor de carga sólo se apreciaron microfisuras apenas perceptibles. La curva carga-flecha experimental se ajustó a la curva teórica generada con las características mecánicas del hormigón deducidas a partir del elemento no pretensado, verificando así mediante el ensayo que los criterios de cálculo utilizados son correctos. La variación entre el momento máximo resistido entre las dos vigas apenas fue perceptible, como puede apreciarse en la figura 13.

Mediante este ensayo se verificó además que la ductilidad proporcionada por las fibras era suficiente para evitar roturas frágiles, que el cordón se adhirió adecuadamente y que no se produjeron daños locales ni inestabilidades.

Con estos resultados es evidente que ante cualquier



Figura 14. Sección del elemento pretensado, en la que se aprecia el poco recubrimiento del cordón en su parte superior

solicitación de los elementos se cumplirán sobradamente las exigencias relativas al estado límite de servicio por fisuración.

En la figura 14 se muestra la viga prefabricada en planta. Se aprecia que el cordón de pretensado se colocó por error descentrado, con un recubrimiento de pocos milímetros. A pesar de ello, mostró una buena adherencia hasta cargas próximas a la máxima. La caída de carga se produjo por el fallo de ese recubrimiento (figura 15).

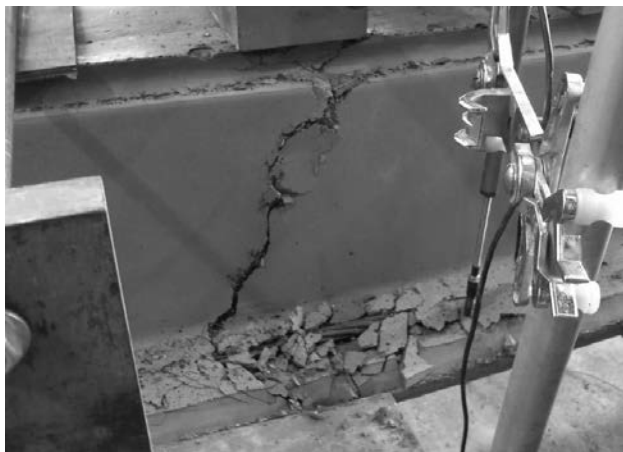


Figura 15. Fallo a flexión producido en una de las vigas ensayadas

6. CAPACIDAD RESISTENTE TEÓRICA DE LOS ELEMENTOS

6.1. Estado Límite Último a Flexión

Para evaluar el campo de aplicación de este tipo de elementos se ha confeccionado la figura 16, en la que se muestra para diferentes niveles de carga uniformemente repartida la luz máxima admisible. Las cargas de la figura son las máximas sin mayorar. Para el cálculo se ha utilizado un coeficiente de mayoración de cargas de 1,5.

En el cálculo, la ley constitutiva a tracción del material ha sido la obtenida a partir del análisis inverso realizado a los resultados del ensayo de la viga en π sin armar. Esta curva ha sido minorada en los valores de tensión correspondientes a cada nivel de deformación con un coeficiente de seguridad parcial de 1,3. El proceso de cálculo ha sido el mismo al ya utilizado en este artículo.

6.2. Estado Límite Último a Cortante

El cálculo a cortante se ha realizado según el criterio de las recomendaciones francesas, en las que a la cola-

boración del hormigón se le añade un parámetro que evalúa la colaboración de las fibras a la resistencia a corte (ecuación 4).

$$V_f = \frac{0,9 \cdot b_0 \cdot d}{\gamma_{cf}} \cdot \sigma_{eq} \quad [4]$$

Donde b_0 y d son el ancho y el canto útil de la viga y σ_{eq} la tensión media de la ley constitutiva a tracción hasta una deformación equivalente a una apertura de fisura de 0,3 mm.

Al analizar en conjunto la figura 16 se aprecia que el rango de aplicación de la pieza, que trabaja simplemente apoyada sobre las vigas de la estructura, permite luces de hasta 16 m con carga repartida de 2 kN/m² (para cubiertas) y que asume niveles altos de carga, de hasta 18 kN/m² con luces de 5 m.

Como solución prefabricada, es una buena alternativa para construcción modular (hospitales, escuelas, oficinas, naves industriales, construcción residencial) y obra civil (tableros de puentes y pasarelas). Dado el elevado nivel de carga repartida que admite el sistema, cubre todas las categorías de uso que establece el CTE [17].

El ELU cortante es limitante para luces cortas, aunque suele ser un estado que se diseña con márgenes de seguridad muy conservadores. Prueba de ello es que el elemento ensayado de tan solo tres metros falla por flexión, apreciándose alguna fisura a cortante con comportamiento dúctil.

6.3. Estado Límite de Servicio

En la figura 16 se ha representado también la limitación del ELS por confort de los usuarios (1/350 de flecha máxima). En el cálculo ya ha sido considerado el peso propio de la estructura con su coeficiente de seguridad.

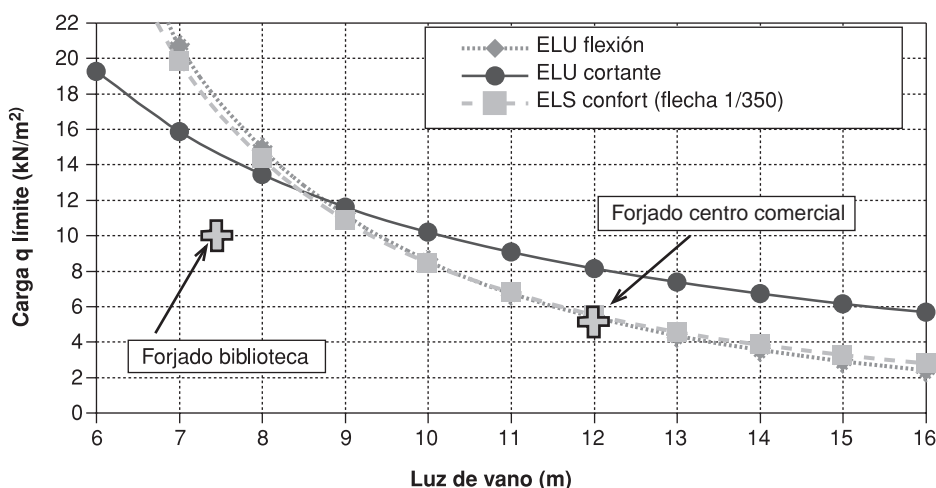


Figura 16. Carga repartida límite q del elemento con dos cordones de 13 mm

Tabla 3. Comparación entre diferentes tipologías para transmisión unidireccional de cargas

Tipología	Intereje	Luz L (m)	Canto H (m)	Peso P [kN/m ²]	Coste [€/m ²]
Viguetas hormigón (unidirec.)	0,70	4,5-6	0,25-0,3	3,25-3,75	35-45
Placa alveolar (unidirec.)	1,2	7-13	0,25-0,4	3,75-5,5	70-90
Losa aligerada (unidirec.)	0,6-1,2	10-16	0,5-0,8	7-11	120-160
Reticular (bidireccional)	0,7-0,8	6-12	0,3-0,4	4-5	70-90
Artesa Invertida UHPFRC	0,72	6-18	0,25	1,25	50-80

En relación a la fisuración, cabe aclarar que el fenómeno de la multifisuración impide la aparición de macro-fisuras con las cargas del ELS, de modo que la posible fisuración no limita las cargas que se le pueden aplicar al elemento.

Respecto al ELS de vibraciones, teniendo en cuenta que bajo las cargas de servicio la mayor parte de la sección se encuentra en estado elástico, el producto E-I no experimenta cambios significativos. De este modo se puede asumir que la rigidez no depende del movimiento. La frecuencia de vibración propia de la viga coincide con la frecuencia de vibración generada por peatones andando para luces superiores a los 14 m, tal que esto debe ser tenido en cuenta para evaluar las aplicaciones.

Los elementos pretensados explotan al máximo las características de la viga, con cargas límite de ELS y ELU muy próximas. Aquellos elementos sin tabiquería y a los que los usuarios no tengan acceso (cubiertas no accesibles) están menos limitados por el ELS y por lo tanto puede ser útil recurrir al elemento armado, que puede resultar más fácil de prefabricar.

7. VALORACIÓN ECONÓMICA Y DE LA SOLUCIÓN PLANTEADA

El forjado planteado tiene un canto y peso propio muy reducido en comparación con las soluciones aplicadas actualmente (tabla 3) [18]. El coste también es reducido, si bien se precisa un cálculo más detallado de los costes indirectos de la empresa de prefabricados, que aquí se han estimado como el 50% de los costes directos. El precio resulta competitivo para luces medias-elevadas, y especialmente para edificar superficies amplias.

8. CONCLUSIONES

Se ha elaborado en una empresa de prefabricados una dosificación de UHPFRC con materiales locales, que

permite alcanzar resistencia a compresión de 60 MPa a 1 día y de 150 MPa a 28 días.

La evaluación del comportamiento a flexión indica que el método para deducir la ley constitutiva a tracción que proponen la AFGC [1] y la EHE-08 son comparables, si bien esta última sólo contempla en su campo de utilización hormigones con un contenido de fibras de hasta el 1,5%. Realizando el análisis inverso a un elemento de sección real, se obtienen valores de resistencia a tracción inferiores, deduciendo un coeficiente de 1,15, ligeramente inferior al propuesto por la AFGC. La deformación asociada a la carga máxima en la curva obtenida en elementos a escala real es también inferior a la obtenida en el análisis de probetas. Esta reducción no se contempla en las recomendaciones de la AFGC.

Se ha diseñado un sistema de forjados unidireccionales compuesto por vigas en π pretensadas y placas de entrevigado sin armadura convencional. Se ha verificado experimentalmente el sistema diseñado y el comportamiento con los criterios de cálculo propuestos y se ha comprobado que puede ser competitivo técnica y económicamente.

La obtención, por primera vez, de UHPFRC en una empresa de prefabricados Española (PREVALESA) sin readaptar tecnologías, sin curado al vapor y con baja variabilidad entre amasadas muestra el potencial de expansión que tienen estas soluciones en el mercado de construcción español.

REFERENCIAS

[1] SETRA-AFGC. *Ultra High Performance Fiber-Reinforced Concretes. Interim Recommendations*, AFGC. Groupe de travail BFUP. 2002.

[2] JSCE. *Guidelines for the Design and Construction of Ultra High Strength Fibre Reinforced Concrete (draft)*. 2004.

- [3] AARUP, B. "CRC, Precast Applications of Fibre Reinforced Ultra High Performance Concrete". *International Workshop on UHPRFC*. 2009, November 17-18, Marseille, France.
- [4] EL-HACHA, R.; ABDELAZEEM, H.; CARIAGA, I. "Effect of casting method and shear span-to-depth ratio on the behaviour of Ultra-High Performance Concrete cross arms for high voltage transmission lines". *Engineering Structures*, 2010, Vol. 32, p. 2210-2220.
- [5] HABEL, K.; DENAIRE, E.; BRÜHWILER, E. "Time dependent behavior of elements combining ultra-high performance fiber reinforced concretes (UHPRFC) and reinforced concrete". *Materials and Structures*, 2006, Vol. 39, p. 557-569.
- [6] GRÜNEWALD, S.; WEYNS, R.; DEKKERS, J. "Experience with prefabricated UHPRFC in the Netherlands". *International Workshop on UHPRFC*, 2009, November 17-18, Marseille, France.
- [7] GOLDBACH, U.; STEHLING, S. "Precasting of UHPC Elements". *Second international Symposium on Ultra High Performance Concrete*, 2008, March 05-07, Kassel, Germany.
- [8] RESPLENDINO, J.; PETITJEAN, J. "Ultra High Performance Concrete: First Recommendations and examples of application". *ISHPC* 2003.
- [9] HAJAR, Z.; SIMON, A.; LECOINTRE, D.; PETITJEAN, J. "Construction of the first road bridges made of Ultra-High-Performance Concrete". *ISHPC* 2003.
- [10] BUITELAAR, P. "Ultra High Performance Concrete: Developments and Applications during 25 years". *Plenary session International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, September 13-15, 2004; Kassel, Germany.
- [11] DI PRISCO, M.; PLIZZARI, G.; VANDEWALLE, L. "Fibre Reinforced Concrete: New Design Perspectives". *Materials and Structures*, 2009, Vol 42, p. 1261-1281.
- [12] DI PRISCO, M.; CAVERZAN, A.; FERRARA, L.; MAGRI, A.; ZANI, G. "Sustainable Roof elements: A proposal offered by cementitious composite Technology". *ACES Workshop: Innovative Materials and Techniques in Concrete Construction*, 10-12 Octubre 2010, Corfu, Grecia.
- [13] CAMACHO, E. *Caracterización de Hormigones de Muy Alta Resistencia con Fibras: Estudio de las propiedades reológicas y mecánicas para dosificaciones de distintos niveles de rendimiento*. Tesis de Máster. Valencia: Universitat Politècnica, 2011.
- [14] CAMACHO, E.; SERNA, P. "Hybrid UHPRFC thin walled " π " beams for flat roofing applications". *Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium*, 2009, Valencia, España.
- [15] CAMACHO, E.; SERNA, P. "Optimización de dosificaciones de Hormigón Autocompactante de Muy Alto Rendimiento Reforzado con Fibras Híbrido". *2º Congreso Ibérico de Hormigón Autocompactante*, 1-2 Julio 2010, Guimaraes, Portugal.
- [16] *EHE 2008. Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.
- [17] MINISTERIO DE LA VIVIENDA (España). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico, Seguridad Estructural*. Madrid: Ministerio de Vivienda, 2006. (Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo, B.O.E. 28 de marzo de 2006)
- [18] GALLARD, D. "Predimensionado de Estructuras en Fase de Diseño" [Proyecto de Estructuras]. Valencia: Universidad Politécnica, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras.

Roof over the Hendaye railway trench*

Leonardo Fernández Troyano⁽¹⁾, Celso Iglesias Pérez^(1,2) and Lucía Fernández Muñoz⁽¹⁾

Received: 19-04-2011

Accepted: 16-12-2011

Summary

Railways that cross European cities on the surface or in open trenches tend to hinder development beyond the tracks. The barrier they generate can be forded in only a few places, i.e., at level crossings or vehicle or foot bridges, which do little to relieve inhabitants' sensation of isolation.

The present paper contains a concise description of the design, engineering and vibration problems posed by the prestressed concrete roof over the underground railway trench at Hendaye. Spanning a variable 20 to 40 m, this slab is 1.00 to 1.50 m deep, for slenderness ratios of 1/20 to 1/26.7. The 254-m long structure, which reunites the two parts of the city, was built under an agreement reached between the French railway system and private investors. Their arrangement envisages the construction of six residential buildings and a tourist facility over the trench, the demolition of the old "Pont-Vieux" and the erection of a new "Pont-Vieux" that forms an integral and harmonious part of the new complex.

The need arising from the conceptual proposal to transfer and distribute very large concentrated loads was given what may be regarded as a standard solution: an orthotropic, two-way prestressed slab. Construction was entirely incremental both in depth and as regards the two-way pre-stressing, which was laid on simply supported precast beams resting on two side walls. The extremely large permanent loads to be borne by the structure necessitated phased loading of the reinforcement, in which part of the self-weight of the buildings had to be deployed to prestress the steel to the total in-service loads.

The type and durability of the concrete used was one of the key issues addressed. The concrete was weather-proofed to enhance its carbonation and sulfation resistance and protect the steel against corrosion by chloride-bearing water in alternating humid and dry periods. The design service life for the works is 120 years.

The roof consists of seven mechanically independent slabs, the first of which was built over precast beams set into place with two cranes during an operation that entailed interrupting railway traffic. The rest of the slabs were laid with a launching gantry that rested on two side structures, also interrupting traffic. Very strict construction conditions were in place throughout in terms of machinery operations and loads on the track, for the railway clearance established by the French railway system had to be honoured at all times.

Sag had to be controlled bearing in mind both the incremental nature of the cross-section, with load redistribution between its two layers (precast beams and cast-in-place concrete), and the appearance of self stresses.

Vibrations constituted another primary concern, inasmuch as the buildings were to be used for housing. Displacements over time were measured in three representative cross-sections of the structure and these readings were then converted into spectral acceleration. The slab-buildings assembly was subsequently checked for the seismic equivalent force and the maximum acceleration in each storey was also calculated. The option chosen was to insulate the slab with very thick neoprene bearing pads.

The transfer of the concentrated loads generated by the columns, which are restrained in the prestressed slab, was also analysed in exquisite detail. Trench stability during construction was ensured by two tangential micropile walls, stabilised with soil anchors attached to tie beams placed several heights on the wall. Lastly, the entire assembly was checked for stability against the horizontal loads generated upon loss of anchor cable effectiveness at $t=\infty$.

By way of a closing comment, an existing rubble masonry arch bridge, used as a vehicle entrance to the city, had to be demolished and a new bridge built. This new structure, designed to harmonise with the rest of the complex, had to be built in record time to re-establish access to the city in this central part of town in as short a time as possible.

* 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 31-51.

(1) Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, Spain).

(2) Universidad Politécnica de Madrid. E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, Spain).

Corresponding author: ciglesias@cfcs1.com

Translation: Margaret Clark

Automatic generation of strut-and-tie schemes adjusted for constructability*

Jesús Miguel Bairán García⁽¹⁾

Received: 01-10-2011

Accepted: 29-12-2011

Summary

In regions, which are areas that must be modelled as solids, traditional beam and slab theories are not applicable. Present ultimate limit state-based safety criteria require realistic representations of both in-service and ULS structural behaviour. While the strut-and-tie method can be used to design and verify D regions fairly simply, even manually, designers do not always capitalise fully on the enormous versatility of this procedure. On the contrary, it is most often used in conjunction with “catalogues” of standard solutions. A number of drawbacks to applying the method to new or singular situations can be identified. Firstly, it provides information on failure behaviour only, relegating in-service performance to compliance with essentially qualitative requirements with no explicit analytical verification. Secondly, in new situations a feasible scheme is not always readily visualised. Finally, the freedom of choice afforded by the strut-and-tie system allows for any number of possible solutions, with no clear indication of which is the most suitable.

Several methods have been proposed in the literature to generate feasible and optimal strut-and-tie schemes. Broadly speaking, two approaches are envisaged: simplified non-linear analysis and topological optimisation. The former requires input on the distribution of ties and the latter, while delivering a full strut-and-tie scheme, entails forfeiting control over the final reinforcement set-up. The result may be a rebar arrangement that poses practical on-site difficulties, including slanted bars at angles that vary from one area to another.

The present article proposes a topological optimisation method for generating strut-and-tie schemes that accommodates constructability considerations. Two reinforcement criteria are posed. One, the “isotropic criterion”, seeks optimal reinforcement solutions, in which reinforcement can be generated at any angle. The other, the “orthotropic criterion” allows the formation of orthogonal ties only, thereby enhancing constructability.

The method consists of a series of linear elastic analyses based on a finite element model, in which the mechanical properties of the material are modified with pre-defined indicator parameters, after which the model is recalculated. That process is iterated until the variation in strain energy between two consecutive iterations is less than the specified tolerance. In the isotropic criterion, an “efficiency factor” (f_e) is defined that modifies member stiffness in proportion to the quotient between the energy density of each finite element and the energy density of the entire structure. The areas of least relevance to equilibrium and stability can be determined from the distribution of parameter f_e with convergence on an optimised strut-and-tie scheme.

In the orthotropic criterion, factor f_e is supplemented with another three parameters used to identify the tensile or compressive stress field elements and, as appropriate, the direction of the tensile elements. This involves comparing the energy fraction due to the main tensile and compressive stresses to obtain an objective indicator of the work in tension, denominated f_t . If the value of this parameter exceeds a given threshold, the element is regarded to form part of a tie. Lastly, the direction of the tie is determined on the grounds of the strain energy in the local x and y directions.

Three applications are analysed in the article: two very deep beams with openings, one subjected to upper and the other to suspended loads, and a short bracket with an aspect ratio (L/h) of 0.43. In all cases the method proved to be stable and the two criteria proposed delivered feasible reinforcement arrangements in keeping with established construction requirements. As a rule, both criteria tended to yield solutions that minimised material volume and total energy, while raising energy density because the material was used more efficiently. This strategy opens a window for the possible study of efficient strut-and-tie solutions that address other than strictly strength-related requirements. Here, the additional constraint was constructability, but others could well have been included, such as further steel arrangement criteria or in-service or functional performance requisites.

* 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 67-79.

(1) Universitat Politècnica de Catalunya (Barcelona, Spain).

Corresponding author: jesus.miguel.bairan@upc.edu

Translation: Margaret Clark

Ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPCFRC): innovations in one-way slabs*

Esteban Camacho Torregrosa⁽¹⁾, Pedro Serna Ros⁽¹⁾ and Juan Á. López Martínez⁽¹⁾

Received: 17-01-2012
Accepted: 19-04-2012

Summary

UHPCFRC is concrete with compressive strength of over 150 MPa, as well as high bending strength and ductility. The use of fibre to replace conventional secondary reinforcement enhances concrete durability. The mechanical performance and low permeability of this material allow for thinner covers. The smaller amounts of material thus needed lighten members weight while accommodating higher prestressed steel ratios.

The present article proposes a one-way UHPCFRC slab system that can be manufactured in precasting plants with no need for any significant technological adaptations. The system features all the advantages of high performance concrete, yielding durable, functional, lightweight and visually appealing elements at a competitive cost.

Since 2008, the working group has developed dosages for UHPC-UHPCFRC, a material not commonly used in Spain to date. The research focused on developing concretes with accessible prime materials and optimising bending strength with the use of hybrid cements. The material was mixed conventionally at a precast plant and cured at 20 °C. The 28-day mean values found were 150 MPa for compressive strength and over 35 MPa for bending strength.

The tensile stress-strain law was deduced in two ways: firstly, by back analysis of the bending strength for specimens with a depth similar to the member thickness (50 x 50 x 360 mm); and secondly, from the results of bending tests conducted on 150 x 150 x 600-mm specimens.

The one-way slab proposed consists of two elements: prestressed double T beams as the primary structural members and beam filling plates that ensure slab horizontality and require no in situ topping.

The 727-mm wide primary member has a stackable geometry designed to optimise transport and storage. Its conventional reinforcement consists of merely two seven-strand, 13-mm equivalent diameter prestressed chords, one in each flange of the trough. The concrete section contributes significantly to the tensile strength of the member thanks to its high fibre content. Since the concrete topping is also the subflooring, all the material used has a structural function, which is in itself an indication of both suitability and competitiveness.

The constructional advantages of the member proposed are primarily its high degree of industrialisation, ready storability and the preclusion of any on-site bracing, reinforcing or formwork. The inverted troughs are positioned and attached to the support beams with dowels.

The member is highly durable, very lightweight (1.25 kN/m²) and only 25 cm deep. In conventional members with the same structural capacity, the load generated by self weight consumes a substantial portion of the bearing capacity. Dead loads are impacted much more heavily by span increases in traditional slabs than in the solution proposed here. This system can be used to bridge spans of up to 18 m and the prestressing strands can be replaced by passive reinforcement in less demanding applications.

Plate-type members were prepared in the laboratory, with much the same method as would be used to make beam fillings. The full-scale beam was made in the laboratory with no reinforcement and using the same site assembly procedure as planned for the prestressed members.

Two simply supported prestressed beams with seven-strand, 13-mm-equivalent diameter chords were manufactured and tested over a clear span of 3 000 mm, under two mid-span loads spaced at 300 mm. The mean maximum moment attained was 88.91 kN*m, associated with a deflection of 1/110. The beams failed under bending stress, although only barely perceptible micro-cracks appeared at up to 85 % of the ultimate load. The experimental load-deflection curve was fitted to the theoretical curve pre-calculated from the mechanical characteristics of the concrete. This trial also showed that the ductility afforded by the fibre sufficed to prevent brittle failure, that the chord was suitably bonded and that no local damage or instability arose. These findings proved that the members would comfortably meet service limit state cracking requirements under whatsoever type of stress.

* 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 81-92.

(1) Universitat Politècnica de València (Valencia, Spain).

Corresponding author: escator@upvnet.upv.es

Translation: Margaret Clark

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE (MAYO 2012)

Comisión	Grupo de trabajo	Coordinador
C1 Proyecto Presidente: Antonio Martínez Cutillas Secretario: Celso Iglesias Pérez	GT1/1 Recomendaciones para el proyecto de forjados de losa alveolar	Manuel Burón Maestro
	GT1/2 Representación gráfica de estructuras de hormigón	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 Pedro Miguel Sosa
	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 y José Quereda Laviña
	GT2/4 Estadística aplicada. Modelos lineales	Juan Carlos López Agüí
	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	GT3/5 Andamios y Apeos	Benjamín Heredia
	GT3/7 Muros-Pantalla	Manuel Escamilla García-Galán Javier Fernando Jiménez Alonso
	GT3/8 Movimiento de grandes pesos	H. Jesús Gómez Hermoso
	GT3/9 Encofrado trepante	Abel Ercilla Lecea
	GT3/10 Ejecución de tableros empujados	Benjamín Navamuel Aparicio
	GT3/11 Ejecución de forjados pretensados con armadura postesa	Alejandro Bernabéu Larena
	GT3/12 Hormigón visto	Eduardo Montero Fernández de Bobadilla
	GT3/14 Anclajes al terreno (grupo mixto con AETESS)	Javier Ripoll García-Mansilla
C4 Uso y mantenimiento Presidente: Javier León González	GT4/1 Sistemas de protección para garantizar la durabilidad de estructuras existentes	Miguel Ángel Bermúdez Odriozola
	GT4/4 Planes de mantenimiento (grupo mixto con la Asociación Técnica de Carreteras)	José Emilio Criado Morán
	GT4/3 Reparación de juntas y apoyos en puentes, grupo mixto con la ATC (C11GT2).	Luis Villamonte Varela
	GT4/5 Recomendaciones para la evaluación de estructuras existentes.	Joan Ramon Casas Rius
C5 Estructuras y elementos estructurales Presidente: José Manuel Simón-Talero Muñoz	GT5/2 Resistencia a cortante en elementos sin armadura transversal	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/5 Diseño de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/7 Refuerzo de pilares	Ariel Dante Espeche
	GT5/8 Forjados de edificación. Ejemplos de cálculo	Juan Carlos Arroyo Portero

HORMIGÓN ESTRUCTURAL.

Manual de comportamiento, proyecto y prestación

Título: Structural Concrete. Textbook on behaviour, design and performance

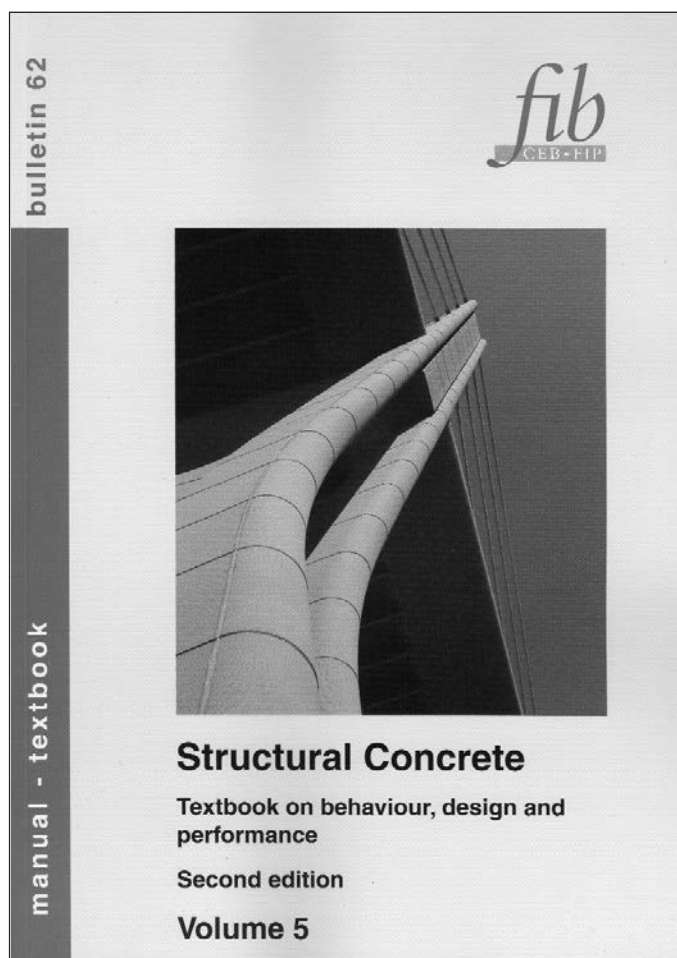
Idioma: Inglés

Edita: fib (federation Internationale du béton)

Año: 2012 (2ª edición)

Volumen 5: Through-life care and management of concrete structures - Assessment, protection, repair and strengthening

Páginas: 476



La Federación Internacional del Hormigón ha publicado recientemente el volumen 5 de su "Manual sobre hormigón estructural", una iniciativa de difusión del conocimiento que permite no sólo conocer mejor el contenido y alcance del Código Modelo 2010, sino profundizar también en el conocimiento del comportamiento de los materiales y las estructuras.

Los diferentes volúmenes que conforman este Manual se han venido publicando en forma de boletines, cubriendo los siguientes campos:

Volumen 1 (Boletín fib 51 – noviembre 2009): fases del proyecto, diseño conceptual, propiedades del hormigón a corto y largo plazo (fluencia, retracción, fatiga e influencia térmica), hormigones especiales (autocompactante, arquitectónico, reforzado con fibras, de altas y ultra altas prestaciones), propiedades de las armaduras y de los elementos de pretensado, adherencia, *tension stiffening*, momento-curvatura, efecto de confinamiento, efecto pasador, encaje de áridos.

Volumen 2 (Boletín fib 52 – enero 2010): análisis estructural (con y sin efectos dependientes del tiempo), estados límites, control de la fisuración y de las deformaciones, diseño por momento, cortante o torsión, pandeo, fatiga, anclajes, solapes, armado.

Volumen 3 (Boletín fib 53 – diciembre 2009): proyecto por durabilidad (vida de servicio, mecanismos de deterioro, modelización, aspectos ambientales, de diseño y ejecución relacionados con la durabilidad).

Volumen 4 (Boletín fib 54 – octubre 2010): fuego (cambios en las propiedades de las estructuras y los materiales, *spalling*, grado de deterioro), dimensionamiento de elementos (elementos lineales, losas y vigas de canto), gestión, evaluación, mantenimiento y reparación (estrategias de conservación, gestión del riesgo, tipos de intervenciones), así como aspectos de ejecución (control de calidad), encofrados y curado.

El volumen 5 (Boletín fib 62 – enero 2012) que ahora aparece está dedicado al mantenimiento y gestión de las estructuras de hormigón analizando aspectos relacionados con la evaluación, protección, reparación y refuerzo. En él se recogen los criterios más comúnmente aceptados y la experiencia de su utilización por parte de los autores de este texto. En general, se trata de experiencias muy extendidas y conocidas en Europa, si bien hay alguna contribución aportada desde otros países con larga experiencia.

Este volumen 5 se divide en 22 capítulos, distribuidos de la siguiente forma:

1. Introducción
2. Breve visión sobre el desarrollo y la historia de la construcción en hormigón
3. Guías, normas y referencias sobre la evaluación de estructuras de hormigón
4. Gestión de las estructuras existentes durante su vida de servicio
5. Experiencia previa – Comportamiento de estructuras en servicio e intervenciones de reparación
6. Gestión de la conservación – Filosofía y etapas
7. Mecanismos de deterioro y daño
8. Recogida de la información, evaluación del estado actual, inspección, monitorización y actividades asociadas
9. Inspección – Ensayos e investigaciones
10. Evaluación del estado estructural
11. Evaluación y toma de decisiones
12. Intervenciones y medidas y actividades de gestión durante la vida en servicio
13. Normas de protección, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón
14. La protección, reparación y refuerzo de las estructuras de hormigón empleando las normas EN 1504
15. Evaluación estructural y reparación tras el fuego
16. Toma de datos e informes
17. Ejemplo de aplicación
18. Gestión preventiva de la durabilidad. Ejemplo de protección y reparación de una estructura de hormigón
19. Caso práctico – Evaluación de fiabilidad de un puente sometido a corrosión por cloruros y a los deterioros estructurales asociados.
20. El futuro
21. Agradecimientos
22. Referencias y bibliografía

El texto recoge de una forma muy pormenorizada las cuestiones más relevantes relacionadas con la vida de las estructuras de hormigón, tanto desde un punto de vista formal, como práctico, incluyendo numerosas referencias bibliográficas que permiten profundizar en aspectos muy específicos incluidos en el alcance y contenido de este documento.

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 de Otras Informaciones. 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:

- 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.
- 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 inser-

tarán 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..

- 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.
- 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:

secretaría_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 figuras 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 82100-0:1996 y UNE 82103:1996.

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 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, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, 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

Todas las contribuciones recibidas que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisadas 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, ésta 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*.

El Comité de Redacción de *Hormigón y Acero*, en ejercicio de su labor de edición, podrá realizar modificaciones en la redacción final del texto para, sin cambiar el significado del mismo, adaptarlo al estilo gramatical y literario de la revista.

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.

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 related aesthetic, socio-economic or environmental issues.

Papers that are shorter than full articles may be submitted for publication in the Other Information section of the journal. Such papers may consist of 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.

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, i.e., 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. 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 80000-1:2009.

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 and clearly reflect the content of the paper. 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: 50- to 150-word abstracts are required for all papers.

Keywords: Five keywords will be provided 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 manuscripts 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 be subject to the introduction of any changes that the Board deems necessary for the manuscript to be publishable in *Hormigón y Acero*.

The *Hormigón y Acero* Editorial Board reserves the right to make editorial changes in the final wording of the articles published, without altering the meaning, to adapt the text to journal stylistic standards.

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

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.

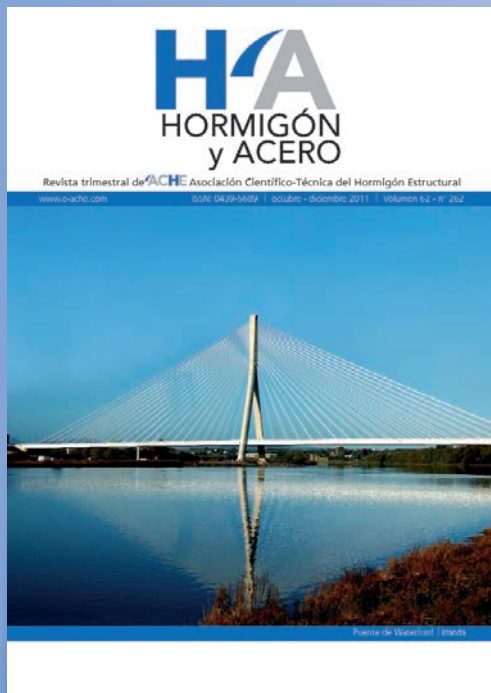
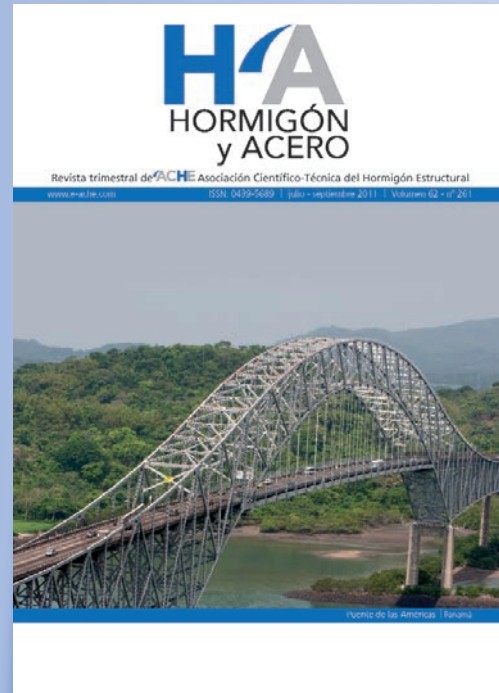
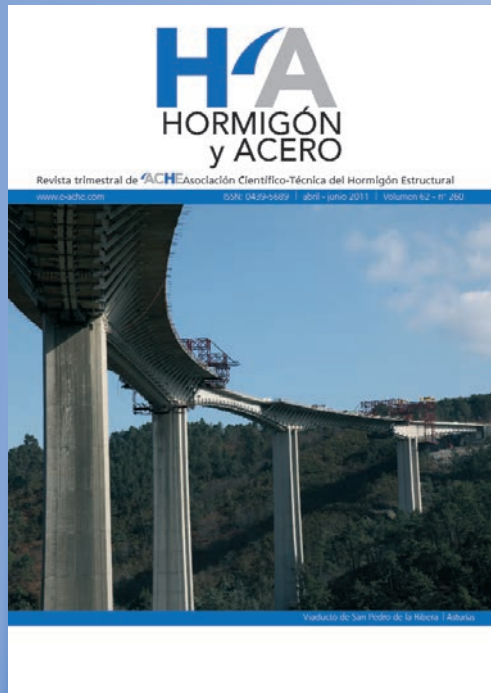
Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar 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.
- 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.
- 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.
- 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 aperiódicas 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 los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.
- 6. Miembro menor de 26 años.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 26 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.



últimos números publicados



Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:
<http://www.e-ache.com>

REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 5 | **Puente arco de ferrocarril sobre el embalse de Contreras en la línea de alta velocidad Madrid-Levante**
Railway arch bridge over the Contreras Reservoir in the Madrid-Levante high-speed railway line
 Javier Manterola, Antonio Martínez, Juan A. Navarro y Borja Martín

- 31 | **Cobertura de la trinchera ferroviaria de Hendaya**
Roof over the Hendaye railway trench
 Leonardo Fernández Troyano, Celso Iglesias Pérez y Lucía Fernández Muñoz

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- 53 | **Hormigón armado de alta resistencia con metacaolín y humo de sílice en ambiente marino: un trabajo experimental**
High strength reinforced concrete with metakaolin and silica fume in marine environment: an experimental work
 Marcelo Henrique Farias de Medeiros, Andressa Gobbi, Janine Groenwold, Carlos Gustavo Marcondes y Paulo Helene
- 67 | **Generación automática de esquemas de bielas y tirantes considerando criterios constructivos**
Automatic generation of strut-and-tie schemes adjusted for constructability
 Jesús Miguel Bairán García

- 81 | **Hormigón de muy alto rendimiento reforzado con fibras (UHPFRC): innovaciones para la transmisión unidireccional de cargas**
Ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC): innovations in one-way slabs
 Esteban Camacho Torregrosa, Pedro Serna Ros y Juan Á. López Martínez

SUMMARIES

- 93 | **Roof over the Hendaye railway trench**
 Leonardo Fernández Troyano, Celso Iglesias Pérez and Lucía Fernández Muñoz
- 94 | **Automatic generation of strut-and-tie schemes adjusted for constructability**
 Jesús Miguel Bairán García
- 95 | **Ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC): innovations in one-way slabs**
 Esteban Camacho Torregrosa, Pedro Serna Ros and Juan Á. López Martínez

OTRAS INFORMACIONES

- 97 | **Hormigón Estructural. Manual de comportamiento, proyecto y prestación**