

HA HORMIGÓN y ACERO

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

www.e-ache.com

ISSN: 0439-5689 | julio - septiembre 2012 | Volumen 63 - nº 265



Torre Diagonal ZeroZero | Barcelona



▲ Auditorio del Centro de Convenciones.



▲ Acceso al Centro de Convenciones.

▼ Centro de Convenciones de Orán. Argelia.

Le MERIDIEN



La **fuerza** de un gran grupo Internacional
de **Construcción y Concesiones**



OHL

www.ohl.es



Foto de portada: Torre Diagonal ZeroZero, Barcelona

julio - septiembre 2012 | Volumen 63 - n° 265

REVISTA TRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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^a Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)*

Secretario:

Gonzalo Arias Hofman (INES INGENIEROS, Madrid)*

Editor Jefe:

José Manuel Ráez Cano (SCIDOC, Madrid)*

Vocales:

Juan Jesús Álvarez Andrés (DRAGADOS, Madrid)*

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 Pérez Pérez Ventura (ETS DE ARQUITECTURA - UPV, Valencia)

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

Julio Vaquero García (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 Roessel (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 - Sumarist - Urbadoc - Catálogo Latindex

Depósito Legal: M-853-1958

ISSN: 0439-5689

Diseño: Walter Lance

Imprime: FISELGRAF



SUMARIO

C O N T E N T O S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

7 | Estructura sobre rasante de la torre Diagonal ZeroZero

Diagonal ZeroZero Tower: structure above ground level

Julio Martínez Calzón, Luca Ceriani y Pietro Bartalotta

33 | El Palacio de Congresos de Orán, un edificio singular en zona de alta sismicidad

The Congress Palace at Oran, a distinctive building in a high seismic risk zone

Miguel Ortega Cornejo, Luis Matute Rubio, Francisco Millanes Mato, C. Mauricio Aguirre Gallego y Pedro Ayuso García

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

51 | Particularidades en el diseño de torres eólicas

Special features in the design of concrete wind towers

Carlos Ríos Frutos, Juan Carlos Arroyo Portero, Alberto Costaguta Regueira, Víctor Manuel Sierra García y Elia María Pérez García

67 | Auscultación de efectos térmicos en un puente losa de hormigón y comparación con los criterios propuestos por el EC1

Measurement of thermal action in a solid slab concrete bridge deck and comparison to Eurocode 1 formulations

Hugo Corres Peiretti, Javier I. Ezeberry Parrotta, Amets Berecibar Oregui y Alejandro Pérez Caldentey

83 |

Estudio sobre la armadura mínima mecánica en flexión para secciones rectangulares

Minimum bending reinforcement for rectangular sections: a comparative study

Carlos Montaner Dobón

99 |

The Congress Palace at Oran, a distinctive building in a high seismic risk zone

Miguel Ortega Cornejo, Luis Matute Rubio, Francisco Millanes Mato, C. Mauricio Aguirre Gallego and Pedro Ayuso García

100 |

Special features in the design of concrete wind towers

Carlos Ríos Frutos, Juan Carlos Arroyo Portero, Alberto Costaguta Regueira, Víctor Manuel Sierra García and Elia María Pérez García

101 |

Measurement of thermal action in a solid slab concrete bridge deck and comparison to Eurocode 1 formulations

Hugo Corres Peiretti, Javier I. Ezeberry Parrotta, Amets Berecibar Oregui and Alejandro Pérez Caldentey

102 |

Minimum bending reinforcement for rectangular sections: a comparative study

Carlos Montaner Dobón

103 |

La ingeniería estructural española ante el desafío de su internacionalización

Jornada Técnica Anual - 20 de junio de 2012

105 |

"In memoriam"

Francisco Javier Jiménez Atienza

106 |

Transformables-2013

Sevilla - 18 al 20 de septiembre de 2013

OTRAS INFORMACIONES

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



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



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



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



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



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



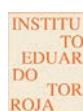
TECNALIA
Parque Tecnológico de Bizkaia - C/ Geldo - Edificio 700
48160 DERIO (VIZCAYA)



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



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



SGS TECNOS, S.A.
C/ Trespuentes, 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:





LÍDER EN POSTESADO PARA EDIFICACIÓN

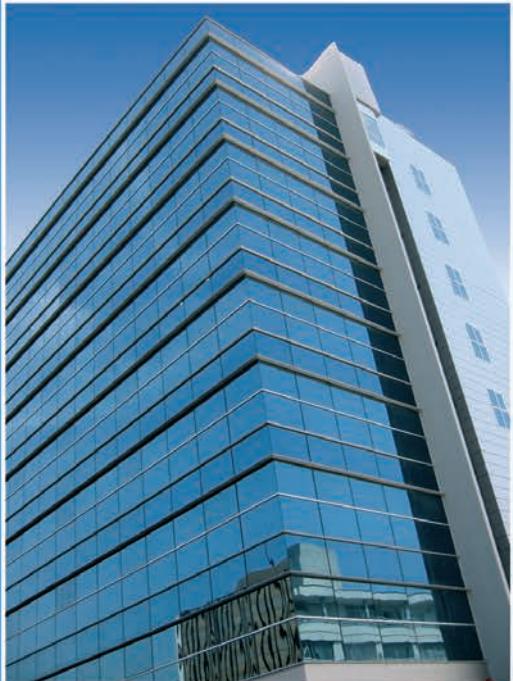


Espacios diáfanos (luces desde 8 a 30 metros)

Grandes cargas (i.e. naves industriales y cubiertas de aparcamientos)

Grandes luces (i.e. cubiertas de polideportivos) y grandes voladizos

Forjados colgados y losas de transferencia/apeo



Paseo de Gracia, 11
escalera B, 1^{er} planta
08007 BARCELONA
Tel. + 34 93 289 23 30
Fax + 34 93 289 23 31
edificacion@vslsp.com
www.vsl.com

Hemos colaborado en hacer realidad la Torre Diagonal Zero Zero

- ENCOFRADOS VERTICAL Y HORIZONTALES
- SISTEMAS TREPANTES
- SISTEMAS DE OBRA CIVIL
- ANDAMIOS



Servicio de primera y soluciones precisas para cada proyecto



Servicio de ingeniería antes y durante la obra



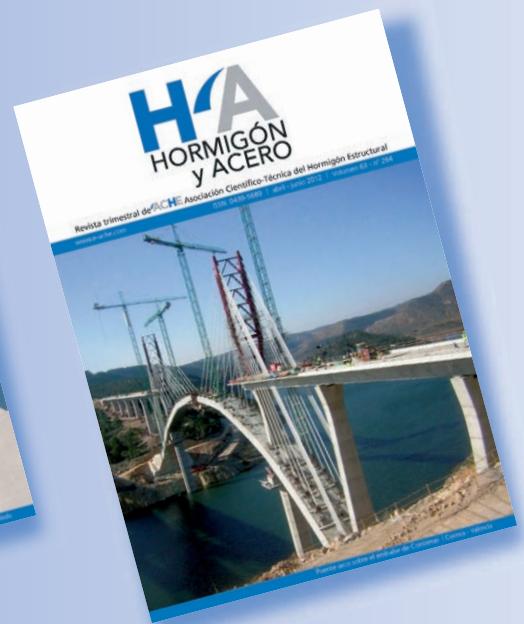
Ventajas del producto ULMA:
Alta versatilidad y máximo rendimiento

www.ulma-c.es

ULMA C y E, S. Coop.
Pz. Otañui, 3 - Apdo. 133
20560 Oñati (Gipuzkoa)
ESPAÑA
Tel.: + 34 943 034900
Fax: + 34 943 034920



últimos números publicados



Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:
<http://www.e-ache.com>

Estructura sobre rasante de la torre Diagonal ZeroZero

Diagonal ZeroZero Tower: structure above ground level

Julio Martínez Calzón⁽¹⁾, Luca Ceriani⁽²⁾, Pietro Bartalotta⁽²⁾

Recibido | Received: 22-03-2012

Aceptado | Accepted: 23-06-2012

Resumen

La torre ZeroZero, de 27 plantas (24 sobre rasante), tiene una altura de 118 m (110 m sobre rasante) y un esqueleto estructural de tipo “tubo en tubo”, constituido por la colaboración, a través de las losas de planta, de un doble sistema tubular vertical compuesto por el núcleo y la fachada. Aunque el primero representa el elemento resistente más importante para hacer frente a las acciones horizontales, resulta esencial la contribución de las fachadas, formadas por un doble conjunto de soportes interiores y elementos inclinados exteriores.

Palabras clave: edificio en altura, tubo en tubo, forjado postesado, estructura metálica, inestabilidad.

Abstract

The 27-storey high ZeroZero tower (of which 25 floors are above ground level) reaches a height of 118 m (110 m above ground level). Its basic structural arrangement corresponds to a “tube-in-tube” type system, consisting of a double vertical tube system formed by the inner core working together with the structural facade, connected through the floor slabs. Even though the core is the fundamental lateral load resisting system, the contribution of the facade, formed by a double assembly of inner vertical columns and outer sloping elements, is essential..

Keywords: high-rise building, tube in tube, post-tensioned slab, steel structure, buckling.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería, S.L. (Madrid, España).

(2) Ingeniero Civil. MC2 Estudio de Ingeniería, S.L. (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: luca.ceriani@mc2.es

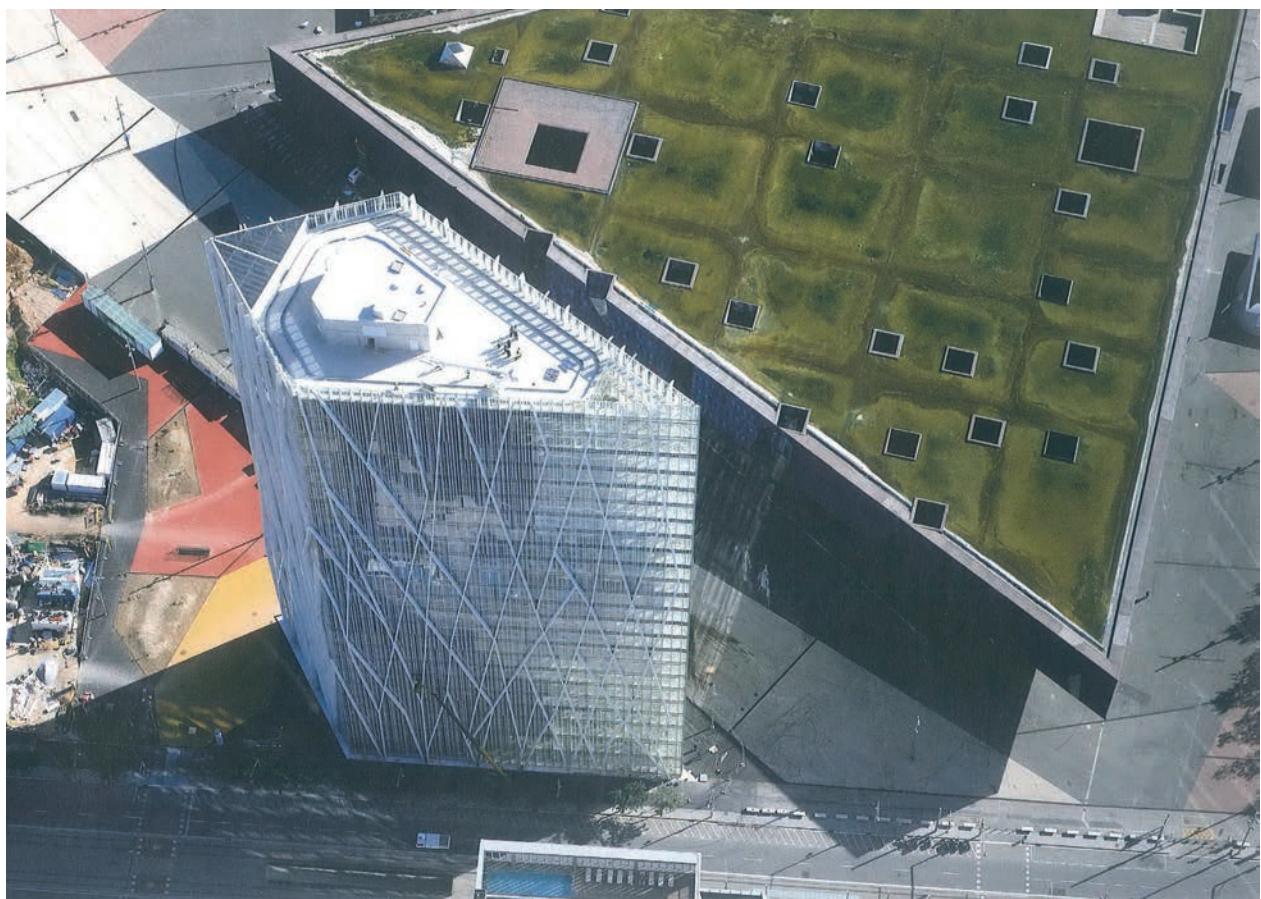


Figura 1. Vista aerea del edificio terminado
Figure 1. Aerial view of the finished building

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años, una serie de nuevos edificios significativos están cambiando el perfil urbano de Barcelona. Entre ellos, destaca la Torre Diagonal ZeroZero, promovida por el Consorci de la Zona Franca, y cuyo destino es ser la nueva sede en Barcelona de la compañía Telefónica. Este edificio, de singulares características, ha requerido una estructura resistente que presenta interesantes particularidades que se exponen a continuación.

El edificio se halla en el extremo norte de la Avenida Diagonal, en una posición estratégica, muy visible desde la ciudad y la costa. Se encuentra en el límite entre el espacio urbano consolidado y las grandes áreas del Fórum, una zona todavía en desarrollo. La torre se ha convertido con sus 110 metros de altura y su perfil blanco, en un nuevo ícono del *skyline* de la ciudad.

2. PROYECTO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico de la torre ha sido realizado por el Estudio EMBA Massip-Bosch Arquitectes, con sede en Barcelona, que contó con MC2 en una intensa colaboración para el diseño de la estructura. Se

trata de un edificio de oficinas de 3 plantas bajo rasante con 280 plazas de aparcamiento, la planta baja dedicada a espacios público-comerciales, y 24 plantas sobre rasante, con una disposición formal en forma de punta de flecha o de lanza (Figura 1) [1]. Construido sobre una parcela de alrededor de 4.000 m², el edificio alcanza unos valores de superficie construida de 8.350 m² y 25.300 m² en las plantas bajo rasante y sobre rasante respectivamente.

La torre presenta una visión muy distinta dependiendo del punto de vista debido a la geometría de las plantas, con un vértice fuertemente agudo frontal a la ciudad, y otro casi obtuso dorsal a Barcelona. Desde la Avenida Diagonal la visión es extremadamente afilada, en una especie de similitud clara, pero parcial y actualizada, con el edificio Flatiron de la neoyorquina Avenida Broadway (Figura 2 y Figura 3).

El volumen interno del edificio se divide en dos partes principales: una administrativo-directiva en los dos tercios superiores de la torre y una pública inferior (Figura 4). Los espacios administrativos están dedicados a funciones corporativas y de representación, situándose en las dos últimas plantas los despachos de Presidencia y Dirección, y la sala del Consejo, abierta a una terraza a la cota +97,65 sobre el vértice de la Avenida Diagonal.

1. INTRODUCTION

In recent years, a number of new emblematic buildings are changing the skyline of Barcelona, among which the Diagonal ZeroZero tower stands out. It was promoted by the Consorci de la Zona Franca, as the new Telefónica Headquarters in Cataluña. This building, of great singularity, has required a resistant structure characterised by several interesting features, described next.

The building is located at the North end of the Avenida Diagonal, in a strategic position, very visible both from the city and the seaside. It is at the border between the consolidated urban spaces and the "Forum" great areas, a still developing environment. The tower has turned into a new icon of the city skyline, with its 110 m height and white profile.

2. ARCHITECTURAL DESIGN

The architectural design of the building was carried out by the Barcelona-based office EMBA Massip-Bosch Arquitectes, who relied on MC2 for the structure design through an intense collaboration from the early stages of the project. It is an office building constituted by three floors below ground level with 280 parking spaces, the ground floor devoted to public-retail areas and 24 floors above ground level, with a shape of the floorplan similar to a spearhead (Figure 1) [1]. Built on an approximately 4 000 m² site, the amount of floor area is 8 350 m² below ground level and 25 300 m² above ground level.

The building presents a very different appearance depending on the point of view due to the shape of the floorplan, with a particularly sharp corner facing the Avenida Diagonal and the nearly obtuse opposite one. From the Avenida Diagonal, the view is extremely sharp, in a clear but somehow partial and updated resemblance to the Flatiron building in New York (Figures 2 and 3).

The inner space of the building is divided into two main parts: an administrative one, in the two upper thirds of the tower, and a public one in the lower part (Figure 4). The administrative areas are devoted to corporate and representative activities, with the board room open to a terrace at level +97.65 m above the Avenida Diagonal corner.

The public part, occupying the lower third of the tower, is devoted on one hand to exposition and exhibition areas, assembly hall and public cafeteria, and on the other hand to staff training areas.

Four singularities characterise the interior of the building: the main patio or lobby, 40 m high and oriented towards the Avenida Diagonal; the upper patio, 32 m high and looking at the "Forum" and the coast; the double height space at the 23rd floor devoted to the board room; and finally the double-height assembly hall at 2nd floor.

In order to guarantee the best flexibility of the administrative spaces, and taking advantage of the tube-in-tube structural system, all the floors are clear of columns and walls and not all of them occupy the whole floorplan, due to the presence of the great patios.



Figura 2. Vista del Edificio Flatiron desde la Avenida Broadway
Figure 2. Flatiron building elevation from Broadway Avenue



Figura 3. Vista de la torre Diagonal ZeroZero desde la Avenida Diagonal
Figure 3. Diagonal ZeroZero tower elevation from the Avenida Diagonal

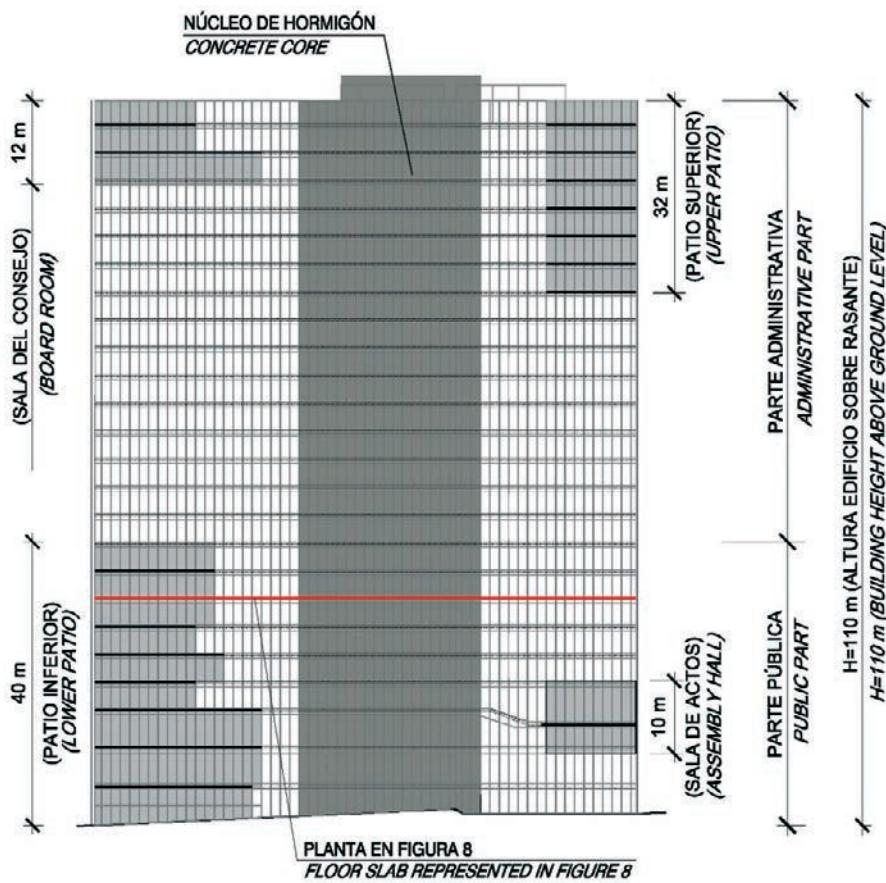


Figura 4. Distribución interna del edificio (alzado)
Figure 4. Inner distribution of the building (elevation)

La parte pública, que ocupa el tercio inferior de la Torre, está formada por un lado por áreas de exposición y demostración, sala de actos y cafetería abiertas al público; y por otro, por áreas de formación destinadas a personal de la empresa.

El conjunto se dinamiza a través de cuatro puntos singulares dentro del volumen de la torre: el gran espacio diáfano del patio principal inferior, de 40 m de altura y orientado hacia la Avenida Diagonal; el atrio superior entre la planta 17 y la coronación del edificio, de 32 m de altura y orientado hacia los espacios del Forum y la costa; el espacio de doble altura en planta 23 para la Sala del Consejo; y por último, la sala de actos, de dos alturas, en planta 2 (Figura 4).

Todas las plantas son completamente diáfanas, sin soportes intermedios, para garantizar su máxima flexibilidad funcional, y algunas no cubren la planta total del edificio debido a la presencia de los patios antedichos.

La fachada está compuesta por un muro cortina modular con perfilería de aluminio blanco y vidrio extraclaro parcialmente serigrafiado, siguiendo un patrón vertical que refuerza la esbeltez del edificio.

La Torre Diagonal ZeroZero participa en realzar la singularidad arquitectónica del frente litoral de Barcelona al inicio de la Avenida Diagonal, ya que es vecina del edificio Fórum de Herzog y De Meuron, y

también lo será del futuro Edificio Espiral de Zaha Hadid (Figura 5) [2].

3. PROYECTO ESTRUCTURAL SOBRE RASANTE

3.1. Descripción general de la estructura sobre rasante

El esquema estructural base del edificio pertenece a la tipología denominada “tubo en tubo”. Este esquema configura tanto la formalización diáfana de las plantas, como el esquema resistente al viento y otras acciones horizontales. En este caso el tubo interior está constituido por un núcleo de hormigón, con forma de diamante en planta prácticamente homotética con el perímetro exterior de la planta del edificio (Figura 6). Por el contrario, el tubo exterior está formado por una doble malla estructural de acero, que se configura como un sistema específico, novedoso y conformador de la imagen del edificio. El trabajo estructural conjunto de ambos tubos se produce exclusivamente a través de las losas de forjado de las diferentes plantas interconectando ambos sistemas, sin existencia de soporte interior alguno ni de sistemas especiales de rigidez situados en planta superior o intermedia (Figura 7).

En este esquema estructural de doble sistema tubular vertical, aunque el núcleo interior representa el elemen-

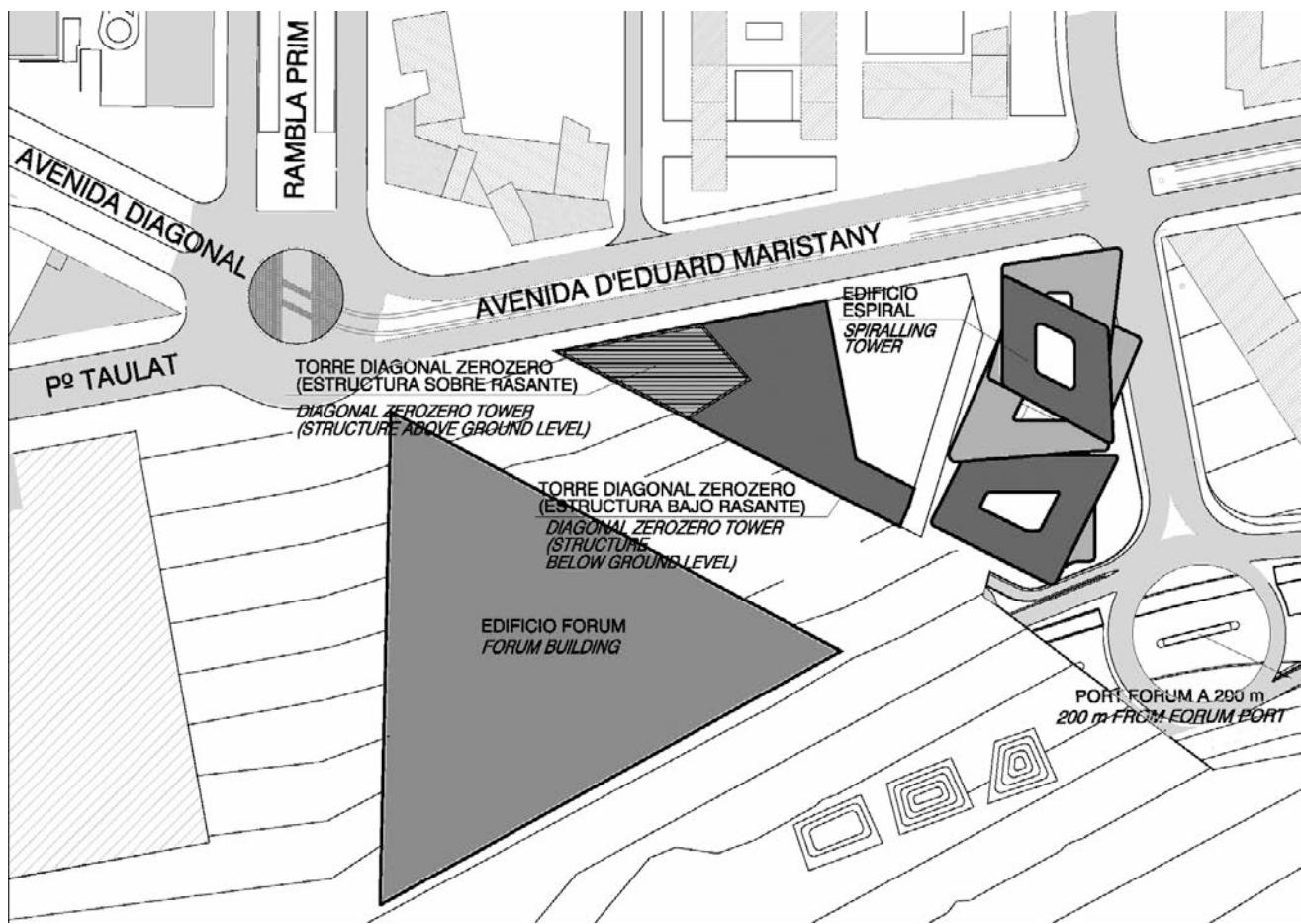


Figura 5. Plano de situación de la Torre Diagonal ZeroZero
 Figure 5. Location plan of the Diagonal ZeroZero tower

The facade is composed of a modular curtain wall, with a white aluminium profile and an extremely clear glass. The printed glass design follows a vertical pattern, which emphasizes the building slenderness.

The building contributes to enhance the architectonical singularity of the coastline, since it stands between the Forum building, by Herzog & de Meuron, and the future Spiralling tower, by Zaha Hadid (Figure 5) [2].

3. DESIGN OF THE STRUCTURE ABOVE GROUND LEVEL

3.1. General description of the structure above ground level

The basic structural arrangement of the building corresponds to the tube-in-tube type system. The inner tube is constituted by the concrete core, the cross section of which

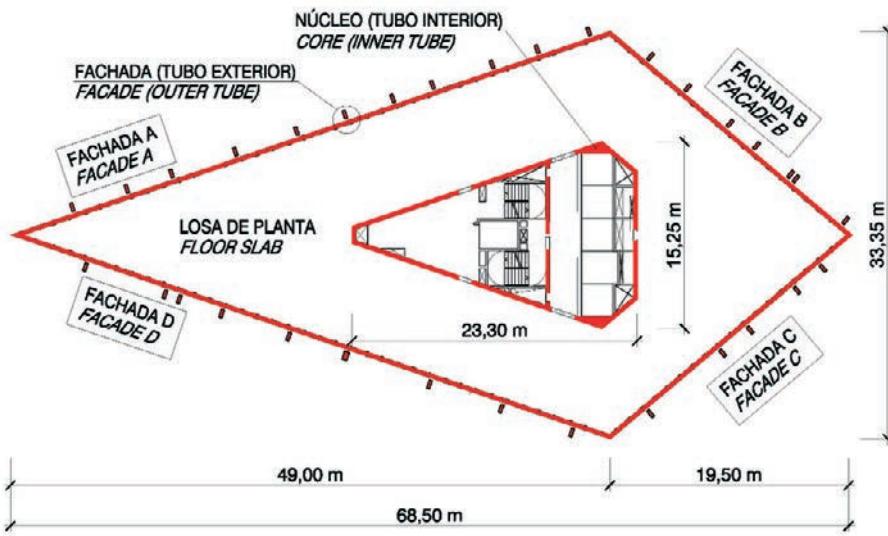


Figura 6. Esquema estructural de la tipología "tubo en tubo"
 Figure 6. Structural scheme of the tube-in-tube type system

to resistente más importante para hacer frente a las acciones horizontales, resulta esencial la contribución de las fachadas. Éstas están formadas por un doble conjunto de soportes interiores, tupidos pero muy esbeltas, y de elementos inclinados exteriores, denominados en el proyecto "bambúes" (por su semejanza con esta planta), para su tratamiento y análisis. Para el estudio de la participación de las diferentes sub-estructuras en la rigidez horizontal global del edificio, se realizó un modelo de elementos finitos (EF) tridimensional [3].

3.2. Conceptos generales

En los siguientes apartados se describirá de manera pormenorizada la estructura del edificio, pero se considera de interés anteponer la definición de algunos aspectos conceptuales de carácter muy general, tomados como guía en el proceso operativo del proyecto desde sus primeras fases de gestación.

3.2.1. Relación Arquitectura – Ingeniería Estructural

La apuesta jugada en la concepción y desarrollo del proyecto de la Torre ZeroZero, aunque con una altura relativamente discreta, fue la de conseguir la más intensa y armonizada interrelación entre Arquitectura y Estructura. En esta línea, se buscó realzar por un lado los conceptos de la forma y la expresión que el arquitecto planteó en su diseño inicial y, por el otro lado, lograr una disposición estructural idónea de los elementos resistentes. De esta manera, en ningún caso se dispusieron elementos no activos, desde el punto de vista deformativo-resistente, en la presencia formal del edificio.

Esta intensa comunió y compenetración entre las formas arquitectónicas, los elementos resistentes y la funcionalidad buscada, por un lado confiere dignidad y consistencia ética al proyecto y, por otro, otorga al conjunto de la obra un intenso plus de calidad, opuesto a la mera yuxtaposición de requisitos provenientes de ambos campos – de la Arquitectura y de la Ingeniería.

3.2.2. Canonicidad de las estructuras y concepto de tensibilidad de las formas arquitectónicas

En la clasificación de los elementos estructurales, se puede definir como esquema canónico aquel que se ajuste al proceso resistente con una solución muy próxima a la de mínima energía interna de deformación del sistema frente a las solicitudes globales de la estructura. Una forma puede por lo tanto considerarse como "canónica" cuando implica y engloba en su esencia dichas soluciones estructurales. La transformación que ha vivido la Arquitectura en los últimos decenios ha promovido sin embargo una géne-

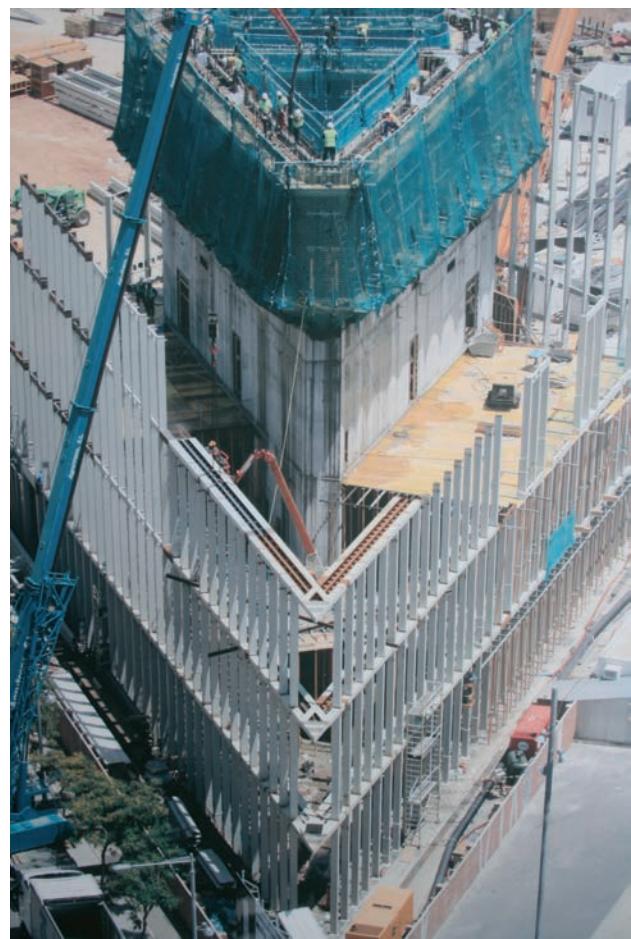


Figura 7. Avance de fachada y núcleo
Figure 7. Concrete core and steel facade under construction

sis desenfrenada de formas arquitectónicas inéditas, formas que en su mayoría responden a lo que podríamos definir como "libres" [4].

En esta situación profundamente manierista y abierta, libre y en cierto modo anticanónica, se plantea el estudio y manejo del concepto de "tensibilidad", en un intento de sistematizar y resolver, de la manera más activa y brillante, las necesidades imaginativas que plantea el diseño arquitectónico. Así pues, se define el concepto de tensibilidad de la siguiente manera [5, 6, 7]:

- Capacidad de utilizar en la forma más activa posible las dimensiones máximas envolventes de la totalidad del edificio, para disponer en ese espacio un sistema estructural capaz de resolver los problemas resistentes y constructivos, sin alterar el espíritu de la forma arquitectónica propuesta. De esta manera se emplearían disposiciones de carácter fundamentalmente canónico, que optimicen la energía interna del sistema portante, consiguiendo la máxima eficacia posible y el menor coste generalizado de la estructura.
- Capacidad intrínseca que posee una disposición o tipología estructural para canalizar, de la manera más directa y activa posible, los esfuerzos provocados por las acciones actuantes sobre la misma hacia sus puntos de apoyo o descarga.

reminds of a diamond tip, practically homothetic to the floor perimeter (Figure 6). On the other hand the outer tube is composed of an innovative structural steel double layer, configuring the building image. The interaction between both tubes is guaranteed by means of the floor slabs, without any inner column or outrigger connecting the inner core to the outer facade at an upper or intermediate level (Figure 7).

In this structural scheme of double vertical tubular system, even though the core is the fundamental lateral load resisting system, the contribution of the facades is essential. These are composed of an assembly of inner vertical columns, dense but slender, and of outer sloping elements, with an irregular and organic layout, for which they have been called "bamboos". A 3D finite element model (FEM) has been generated to study the participation of these sub-structures to the global horizontal stiffness of the building [3].

3.2. General structural concepts

In the following paragraphs the building structure will be described in detail, but it is interesting to start with the definition of some conceptual aspects which have guided the operative process of the whole project, since the early stages.

3.2.1. Architecture – Structural Engineering relationship

One of the main bets played in the conception and development of the ZeroZero tower project was to obtain the most intense and synergic interaction between Architecture and Structural Engineering. In this spirit, the mutual work between both teams aimed at enhancing the formal concepts that the architect presented in the initial design and, on the other hand, to achieve a more suitable structural scheme for the resisting elements. This allowed the team to avoid any non active elements in the formal image of the building, from the deformative and resistant points of view.

This intense relationship between the architectural form, the resisting elements and the high functionality of the building, on one hand confers dignity and ethics to the design and, on the other hand, confers to the building an intense quality, opposed to the only juxtaposition of requirements coming from both fields – Architecture and Structural Engineering.

3.2.2. Canonicity of the structure and "tensibility" concept of the architectural forms

In the classification of structural elements, a "canonical" scheme may be defined as the one which resists the global loads and transfers them towards the foundations with the minimum increase in the strain energy of the structure. Thus a form may be considered as "canonical" when it essentially includes these structurally sound arrange-

ments. However, the remarkable transformation that Architecture has experienced in the latest decades has promoted an unrestrained genesis of unprecedented architectural forms, forms that could be defined as "free" [4].

In this present state of clear anti-canonicity and being the structural engineers subjected to the deeply manneristic "empire of the form", it is appropriate to manage and study a concept that the author designates as "tensibility"; in an attempt to systematize and determine, in a more active and operative way, the imaginative needs stated by the architectural design. The tensibility concept may be defined as follows [5, 6, 7]:

- The capacity to use optimally the maximum dimensions of the outline of the building in order to arrange in this form a structural system able to solve the resistance and construction problems without altering the proposed architectonical spirit. This is obtained by using chiefly canonical arrangements, which optimize the internal energy of the bearing system, hereby achieving the optimum efficiency and the least general cost of the structure.
- The intrinsic ability of an arrangement or structural typology to drive the forces generated by the loads acting on the structure, as actively as possible, towards the bearing points.

Consequently, the more "tensible" the form is, the better it can include a highly resistant –and thus competitive and economically interesting– structure.

In global terms, the former architectonical proposal of the ZeroZero tower was very sound and of high tensibility and this led to a final structural concept in accordance with the initial scheme. However, significant adjustments of the former design were naturally required in order to satisfy the unavoidable structural requirements, but guaranteeing the original image of the building.

3.3. Inner core and floor slabs

The concrete core represents the vertebral column of the lateral load resisting system of the building and it incorporates all the staircases, lift shafts and most of the mechanical and electrical facilities. Its cross section reminds of a diamond tip (Figure 8) and its main structural feature is the big difference in bending moment capacity between the two main orthogonal directions. The global structure itself shares this characteristic: along the longitudinal direction the system is extremely efficient as the opposite facades provide a significant pair of forces to balance the bending moment due to wind action, on the one hand, and due to the reduced dimensions of its aerodynamic profile, on the other. On the contrary, along the transverse direction, the building surface area subjected to the wind action is much larger, the aerodynamic profile less favourable, and the pair of forces that the facades can exert, reduced.

Moreover, most of the facilities openings in the core walls have been situated, for functionality reasons, in the oppo-

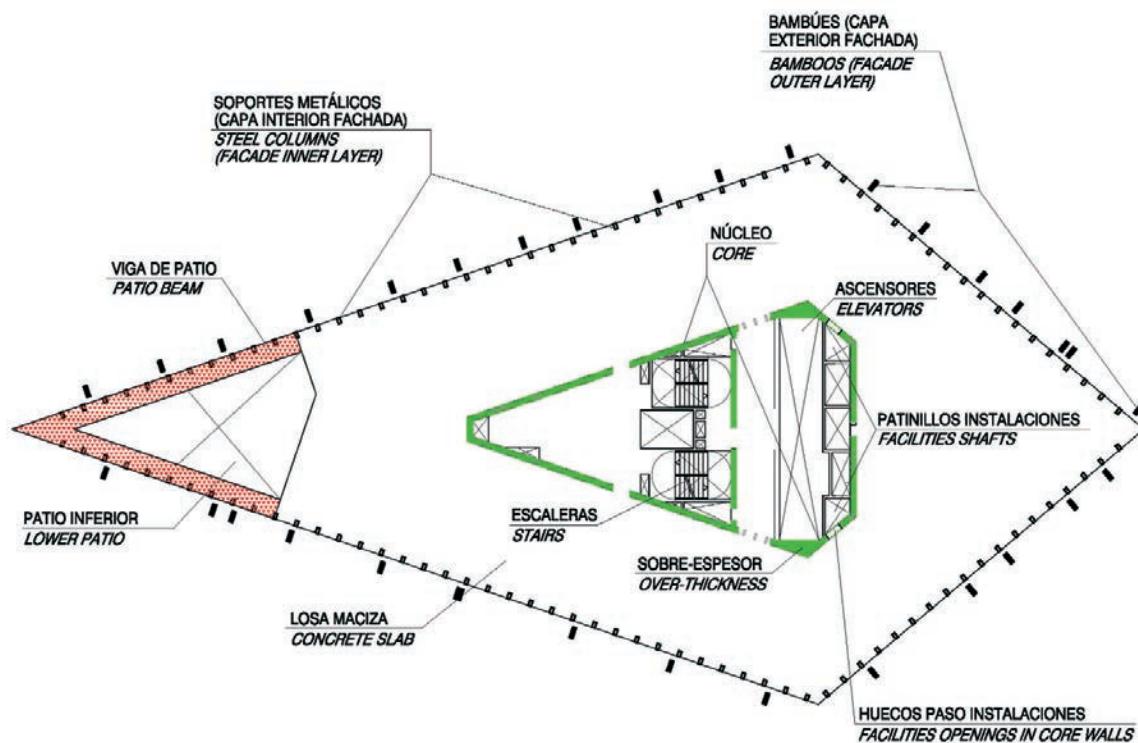


Figura 8. Planta tipo de un forjado de patio
Figure 8. Plan view of a patio floor slab

Consiguentemente, a mayor tensibilidad de una forma, mayor capacidad de poder incorporar a la misma una estructura de alta capacidad resistente y, por lo tanto, competitiva e interesante económicamente.

En términos globales puede establecerse que la propuesta arquitectónica original de la Torre ZeroZero resultó muy consistente y con alta tensibilidad, lo cual determinó una concepción estructural final muy ajustada al esquema inicial. Sin embargo se requirieron, lógicamente, apreciables adaptaciones para lograr que la obra mantuviera, sin reducción, su total fuerza exterior o de imagen y, a la vez, se alcanzaran los requerimientos estructurales ineludibles.

3.3. Núcleo interior y losas de planta

El núcleo de hormigón constituye la columna vertebral del sistema resistente del edificio, y en su interior se ubican los núcleos de comunicación –escaleras y ascensores– y gran parte de la circulación vertical de las instalaciones de la torre. Presenta una sección transversal que recuerda a una punta de diamante (Figura 8) y su característica estructural fundamental es la gran diferencia de capacidad resistente a flexión entre sus dos direcciones principales. La misma estructura global de torre comparte dicha característica: así, en dirección longitudinal el sistema es tremadamente eficaz, tanto por el hecho de presentar un gran brazo interno de sus fuerzas, como por ofrecer al viento unas dimensiones muy reducidas a causa de su afilado perfil, aerodinámicamente muy favorable. Por el contrario, en la dirección transversal, los fren-

tes de viento son mucho mayores, el perfil aerodinámico es menos favorable y el brazo interior de fuerzas significativamente más reducido.

En el caso del núcleo, y mucho más desfavorable, resulta el hecho de que los accesos a todas la plantas y los huecos de paso de las diferentes instalaciones, se concentran, por motivos funcionales, en las esquinas opuestas de la dimensión menor de su sección transversal, es decir en las zonas de máxima exigencia resistente, influyendo sensiblemente en el comportamiento estructural de la pieza [8, 9]. Resultó por lo tanto necesario utilizar hormigones de alta resistencia (HA-50), y disponer sobreespesores locales, muy influidos por los condicionantes funcionales, y potentes refuerzos de armadura vertical, para conseguir las capacidades mínimas requeridas, no solo resistentes sino también deformacionales.

Pese a la configuración desfavorable de su sección transversal, el núcleo de hormigón participa en un 65% en la rigidez horizontal global de la torre, como tubo interior del esquema “tubo en tubo” con el cual la estructura hace frente a las acciones horizontales de viento y sismo. Y es en esta circunstancia donde la colaboración de la doble estructura de fachada resulta del mayor interés, recogiendo la misma el 35% de las componentes totales de la solicitud de viento. Esto permite mantener, bajo la condición de inercias fisuradas de las zonas de núcleo traccionadas que se producen, el desplome en coronación limitado a 1/500 de la altura de edificio, que es la regla de buena práctica comúnmente aceptada para acotar la rigidez de los sistemas de altura.

site corners of the smaller dimension of the core, thus reducing the effectiveness of its cross section in terms of resistance and stiffness [8, 9]. High strength concrete ($f_{ck} = 50$ MPa) was thus required in the first 40 m with local over-thickness and heavy vertical reinforcements.

The contribution of the concrete core to the total horizontal stiffness of the building is approximately 65%, in spite of the unfavourable configuration of its cross section. The participation of the facade double layer in the tube-in-tube structural system, of approximately 35%, becomes of great interest since it limits to $H/500$ the maximum horizontal displacement of the top of the building subjected to wind action, being H the building total height. This is usually considered as a rule of thumb for the predimensioning of the horizontal stiffness of a high-rise building structure to guarantee its proper functional response.

The slabs, which participate in the global structural work of tube-in-tube, are rigidly connected to the core and simply supported on the vertical columns. They make the shear loads transfer possible between the inner core and the facade, corresponding to the global bending of the structure subjected to wind action [10].

The study of the rigid connection between core and slabs was carried out by means of 3D FEM models taking into account the relative stiffness of the two structural elements. The slab reinforcements required to resist the floor gravity loads were dimensioned by analysing simple 2D models. On the other hand, the analysis of a complex model of the entire structure subjected also to horizontal loads (wind or earthquake) was necessary to increase the slab reinforcements in its connection to the core, due to the global tube-in-tube structural work. Of these horizontal loads applied to the structural model, the wind actions resulted determinant due to the low seismic hazard of Barcelona.

All the floors, clear of columns, are supported by the inner core and the perimetral facade only. This structural config-

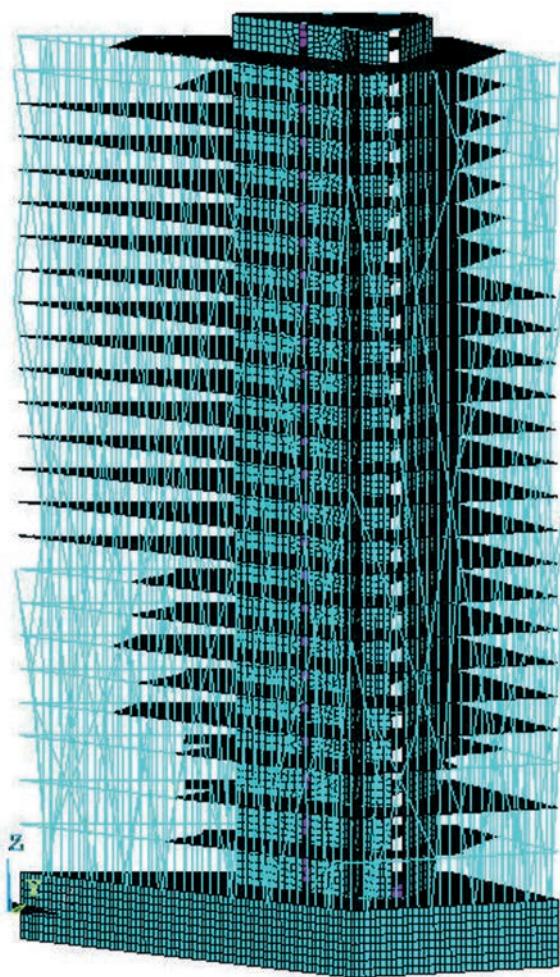


Figura 9. Modelo de EF tridimensional de la estructura global
Figure 9. 3D FEM model of the global structure

uration results in long spans from 8 m, in the slab areas parallel to the core long walls, to 16 m, in the sharp corners of the rhombus (Figure 10). With a slab slenderness up to 1/50 and due to the irregular shape of the floorplan, the slabs needed to be locally posttensioned, with 4φ0.6" or 5φ0.6"

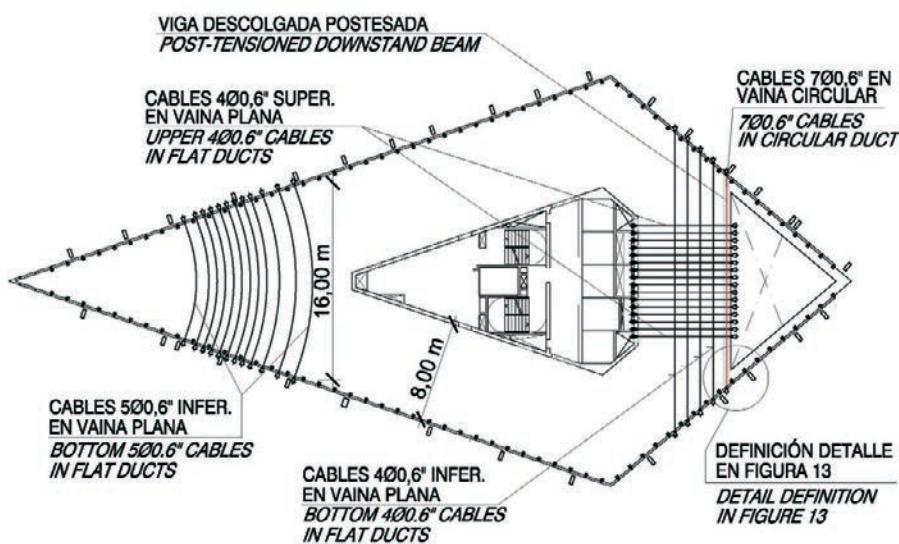


Figura 10. Cables de postesado en la 22º planta
Figure 10. Post-tensioning cables in the 22nd floor

En dicho esquema estructural participan las losas de planta que, empotrándose elásticamente en las pantallas del núcleo, y apoyándose en su borde perimetral en los soportes de fachada, permiten la transferencia de los esfuerzos rasantes entre núcleo y fachada, durante una flexión global de la torre sujetada a las acciones de viento [10].

Mediante el empleo de modelos tridimensionales de EF, se llevó a cabo el estudio de la conexión entre núcleo y losas macizas, teniendo en cuenta la rigidez relativa de los dos elementos estructurales. Dichos modelos se emplearon para dimensionar las armaduras necesarias para resistir las cargas verticales de forjado. Sin embargo, para dimensionar las armaduras flexionales adicionales que resisten, en correspondencia con la conexión rígida losa-núcleo, los momentos flectores debidos al trabajo global de la estructura "tubo en tubo", se empleó un modelo complejo tridimensional de la estructura global (Figura 9). De las acciones horizontales de viento y sismo que se aplicaron al modelo de la estructura, se comprobó que éste último no resultaba determinante en ningún caso, debido a la baja peligrosidad sísmica de Barcelona.

Todas las plantas del edificio son diáfanas, apoyándose solamente en el núcleo central y en la fachada perimetral. Esto genera unas luces significativas, comprendidas entre 8 m, en las zonas paralelas a las pantallas largas del núcleo, y 16 m, en las puntas agudas del rombo (Figura 10). Las correspondientes esbelteces, de hasta 1/50 para una losa de 30 cm de espesor, junto con la forma irregular de las plantas, han requerido el postesado local de las mismas, mediante cables de 4φ0,6" ó 5φ0,6" en vainas planas. En todas las losas se han empleado vainas adherentes para incrementar el momento último de la sección y evitar la fisuración de las losas, limitando de tal manera la deformación vertical [11, 12].

Con una distancia de 75 mm entre la cara superior o inferior de la losa y el eje del cable, su trazado en alzado es recto, excepto en sus extremos en una longitud de 1,40 m, para poder colocar el anclaje a una distancia de 30 mm del eje de la losa, y asegurar de esta manera una correcta transferencia del axil de compresión al hormigón.

La mayoría de los cables anclados en el borde del forjado presentan un trazado curvo en planta, debido a la forma de la misma, con los cuatro lados inclinados respecto a los ejes principales (Figura 11). Debido a este trazado el empuje horizontal transversal al cable genera unas tensiones de tracción en la losa que, en todos los casos, están recogidas por la armadura base dispuesta, sin necesidad de refuerzos adicionales.

A lo largo del perímetro del forjado, las losas macizas se apoyan en un perfil metálico de borde con sección transversal en "C" (UPN), que conecta horizontalmente los soportes verticales de fachada, y en pernos conectadores en correspondencia con cada



Figura 11. Cables de postesado con trazado curvo en planta
Figure 11. Post-tensioning cables with curved horizontal profile

soporte (Figura 12). Debido a que el perfil UPN de borde no está ignifugado, los pernos embebidos en el hormigón de la losa tienen que resistir la reacción total bajo las cargas reducidas de la combinación accidental en caso de incendio.

El factor geométrico más desfavorable en términos de deformabilidad de planta es la presencia de los bordes de forjado en los huecos de los patios. Para suplir esta pérdida de rigidez, se han colocado unas



Figura 12. Perfil UPN de borde
Figure 12. Edge UPN profile

vigas descolgadas de sección transversal 30 x4 5 cm (Figura 10 y Figura 13), postesadas mediante cables de 5φ0,6" o 7φ0,6" en vaina circular adherente [13].

Por motivos arquitectónicos, el descuelgue de 45 cm de las vigas postesadas se reduce a 30 cm cerca de la fachada. El cable de postesado se ancla a una distancia de 20 cm del borde del forjado, para permitir la colocación de la pieza de anclaje. Además, el eje de la viga no está alineado con un soporte vertical y los pernos conectadores empleados en todo el perímetro del forjado, para el cuelgue del mismo en los soportes metálicos, no tendrían longitud suficiente para proporcionar un apoyo eficaz a la viga descolgada. Se sustituyeron por lo tanto por unos tubos metálicos embebidos de 400 mm de longitud, con secciones transversales de dimensiones 60 x 120 mm ó 80 x 120 mm (Figura 13).

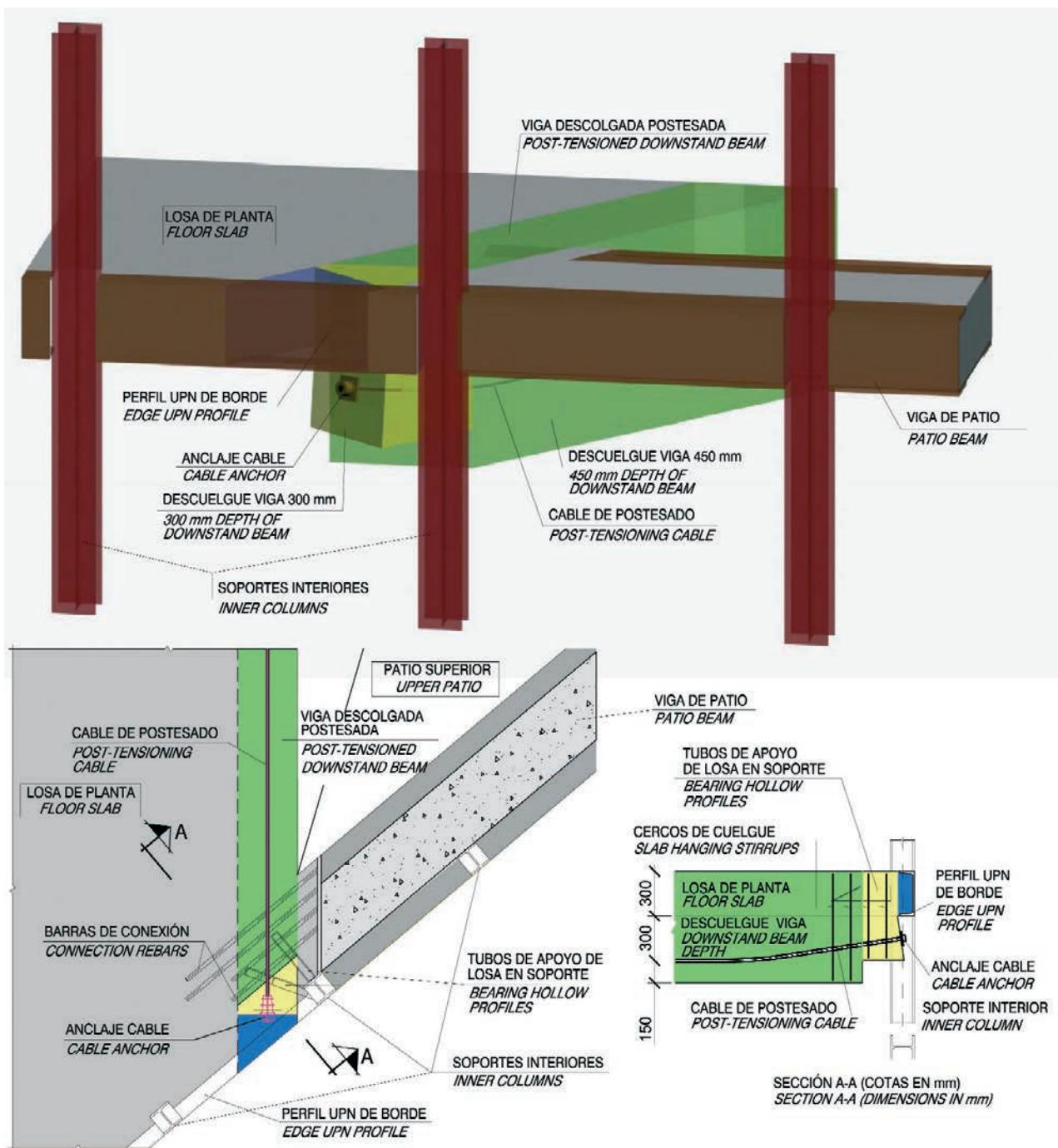


Figura 13. Detalle de apoyo de viga descolgada postesada en soporte metálico y encuentro con viga de patio
 Figure 13. Support detail of post-tensioned downstand beam on steel column and intersection with patio beam

cables in flat ducts (Figure 11). For all the floor slabs, adherent ducts have been employed, which not only collaborated to the ultimate resistance, but kept the slab section uncracked, thus limiting its deformability [11, 12].

With a distance of 75 mm between the cable axis and the slab surface, the vertical profile of the cables is straight, except in its 1.40 m end parts, in order to place the cable anchor axis at a distance of 30 mm from the slab centre and assure a proper load transfer to the concrete.

Most of the cables anchored in the slab border present a curved horizontal profile due to the floor shape, with the four sides inclined with respect to the principal axis. Due

to the curved tendon profile, the horizontal load generates tensile tension in the slab concrete which, in all cases, is assumed by the base reinforcement of the slab.

Along the facade perimeter, the slabs are supported by a C-shaped cross section profile (UPN), and by a number of studs at every vertical column (Figure 12). The edge UPN profile connects horizontally the vertical columns and it is not fire protected. The column studs, embedded in the slab, can withstand the total reaction under the reduced loads of the accidental fire load combination.

The floor slab openings due to the presence of the patios are the most unfavourable geometrical factor in terms of slab

De la misma manera se han empleado tubos de cuelgue, en lugar de pernos conectadores, para favorecer el apoyo de la losa en los soportes metálicos, cuando la presencia de cables de postesado y de potentes refuerzos de armadura dificultaba la colocación de pernos en las caras del soporte perpendiculares al borde de forjado (Figura 14).

3.4. Soportes metálicos y vigas de patio

La estructura de fachada perimetral se compone de dos capas estructurales, separadas por el muro cortina. La capa interior está formada por unos soportes metálicos muy esbeltos, separados 1,35 m, con una sección transversal de dimensiones 160x320 mm hasta la 14^a planta y 160x160 mm hasta la coronación (ver detalle de cambio de dimensiones de la sección transversal en la Figura 12). Se han utilizado perfiles laminados y armados en acero S275 JR: desde perfiles HEB-160, con las alas paralelas al borde de forjado; a parejas de HEB-160 conectados entre sí y girados 90° para facilitar la conexión y mejorar las características mecánicas del conjunto; y también perfiles armados en cajón de hasta 40 mm de espesor.

Los soportes se han protegido contra fuego mediante una capa de vermiculita de 40 mm de espesor que asegura una resistencia de 180 minutos, superior a la definida en el Código Técnico de Edificación para un edificio de oficinas de esta altura, pero requerida por el Cuerpo de Bomberos de Barcelona. El ancho total de la sección transversal resulta por lo tanto de 240 mm y se mantiene constante en toda la altura de la torre.

La contribución de la capa interior de la fachada, a la rigidez horizontal global de la estructura, es de un 17%, y consiste básicamente en la transformación de momentos de acciones horizontales en esfuerzos axiles verticales, aprovechando su mayor brazo mecánico respecto al de las pantallas del núcleo.

La gran esbeltez de los soportes metálicos, junto con la utilización de cristales blanqueados poco reflectantes, proporciona una gran transparencia de la fachada, dejando ver desde el exterior los volúmenes variados que responden a las diferentes especificidades del programa interior y que se relacionan con las diversas alturas de los edificios vecinos.

La presencia de los patios o atrios crea una serie de grandes espacios interiores diáfanos, con alturas libres comprendidas entre 2 y 8 plantas según las zonas. En tales patios la estructura interior de fachada no está arriostrada por los forjados, dando lugar a longitudes de pandeo muy elevadas de los soportes interiores. En estas circunstancias, dichos soportes requerirían unas secciones transversales de dimensiones desmesuradas para salvar libremente tales alturas sin arriostramiento, circunstancia totalmente imposible de asumir por las condiciones funcionales y formales requeridas.



Figura 14. Apoyo de losa postesada en soportes mediante tubos

Figure 14. Post-tensioned slab support on columns by means of hollow profiles

Para reducir la longitud de pandeo de los soportes prácticamente a la distancia entre forjados y mantener las mismas secciones transversales previstas, se dispusieron unas piezas transversales de dintel, de gran rigidez en el plano horizontal. Estas vigas, a las que nos referiremos como "vistas de patio", tienen que recoger las acciones ideales de pandeo y transferirlas hasta las zonas de piso constituidas por las losas macizas, actuando en cada planta como marcos en su plano (Figuras 8 y 15).

La sección transversal de la viga de patio está compuesta por dos secciones metálicas en "C", conectadas inferiormente a través de una chapa de fondo de espesor reducido, que hace el papel de alma del dintel. El

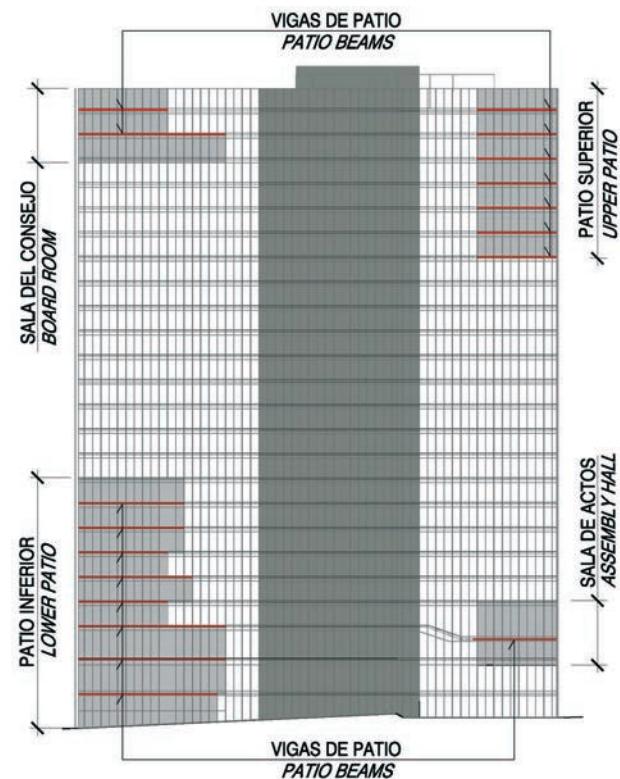


Figura 15. Esquema disposición de vigas de patio
Figure 15. Layout scheme of patio beams

deformability. In order to compensate the loss of stiffness, downstand beams have been placed along the floor slabs cuts, with 30x45 cm cross sections (Figures 10 and 13). These beams have been post-tensioned with 5φ0.6" or 7φ0.6" cables in circular adherent ducts [13].

For architectural reasons, the 45 cm depth of the post-tensioned beams in the patio edges is reduced to 30 cm in the proximity of the facade perimeter. The post-tensioning cable starts 20 cm from the slab edge in order to place its anchor. The beam is not aligned with a vertical column and the stud shear connectors, employed along the facade perimeter for the slab bearing support on the steel columns, would not have had enough length to provide a proper support for the downstand beam. The aforementioned studs were thus substituted by embedded hollow profiles, 400 mm long and with 60 x 120 or 80 x 20 mm cross section dimensions (Figure 13).

Similarly, hollow profiles have been employed, instead of studs, in order to improve the slab support on the steel columns, when the presence of post-tensioning cables or dense reinforcements would have made the studs placing difficult in the column sides perpendicular to the slab border (Figure 14).

3.4. Steel columns and patio beams

The structural facade consists of a double layer, separated by the glass curtain wall. The inner layer consists of slender steel columns every 1.35 m. The column cross section dimensions are 160 x 320 mm up to the 14th floor, and 160 x 160 mm to the top (see detail of change in the cross section dimensions in Figure 12). Laminated and built-up profiles of S275 steel were used: from HEB-160 profiles, with the flanges parallel to the facade; to one pair of connected HEB-160, rotated 90° in order to make their connection easier and to improve the mechanical characteristics of the whole; and also built-up box sections, up to 40 mm thick.

The columns have been equipped with a R180 fire protection, constituted by a 40 mm thick projected vermiculite coating. For an office building of these characteristics, the value of fire resistance defined in the Spanish Building Code (Código Técnico de la Edificación) would be R120, but the fire prevention requirements established by the Municipality were higher. Thus the total width of the column cross section is 240 mm and it is maintained along the entire height of the building.

The inner layer of the facade contributes to the total horizontal stiffness of the building for about 17%, principally by vertical loads, taking advantage of the higher distance between opposite facades with respect to core walls.

The great slenderness of the steel columns, together with the use of whitish and low-reflecting glass, provides a high transparency to the facade. The volumes of the interior patios are visible from the outside and they are related to the different heights of the surrounding buildings.

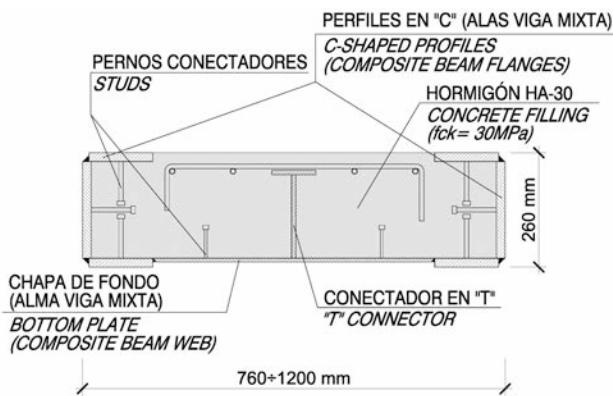


Figura 16. Sección transversal viga de patio
Figure 16. Cross section of patio beam

Within the patios, of 2 to 8 floor plan heights, the inner columns are not braced by the floor slabs. This would originate great buckling lengths of the steel columns, up to 40 m, and thus unreasonable cross sections, incompatible with the formal and functional requirements. In order to reduce the buckling length of the columns practically to the floor distance and keep the same cross section dimensions as for the rest of the structure, composite beams have been designed to brace the columns in the patios. These beams, which we will refer to as "patio beams", must resist the equivalent horizontal loads due to imperfections and other possible sway effects, and drive them to the fixed supports, constituted by the floor plans, working at each floor as horizontal diaphragms (Figures 8 and 15).

The cross section of the patio beams is composed of two C-shaped profiles, connected through a thin bottom plate, working respectively as the flanges and the web of the diaphragm. The semi-opened cross section is filled with concrete. All the processes for the assembly of the steel section and for the welding of the studs and the "T" connectors have been carried out at the workshop. The placing of a welded rebars mesh and the concrete casting have been carried out on site (Figure 16).

The patio beams belong to the inner layer of the facade, thus they have required the same fire protection as the vertical columns, in order to provide the global structure stability during 180 minutes in case of fire. The fire protection vermiculite layer of the bottom side of these beams is 40 mm thick and the cross section height has been fixed at 260 mm in order to keep a slab thickness of 30 cm. The vertical webs of the two C-shaped profiles are fire protected too, but the upper side of the beam doesn't need the fire protecting coating, thanks to the concrete protection and its favourable position without direct contact with the flames in case of fire.

The cross section width depends on the beam length and the floor, and it goes from 1200 mm for the first floor to 760 mm for the upper ones. Figure 17 shows the bracing of the steel columns in the lower patio by means of the patio beam, prior to concreting. In the same figure the reinforcements of the downstand beam, along the slab border, are shown before the concreting and the post-tensioning operations.

For the predimensioning of the sectional properties of each patio beam, a local 2D FEM model was defined in order to

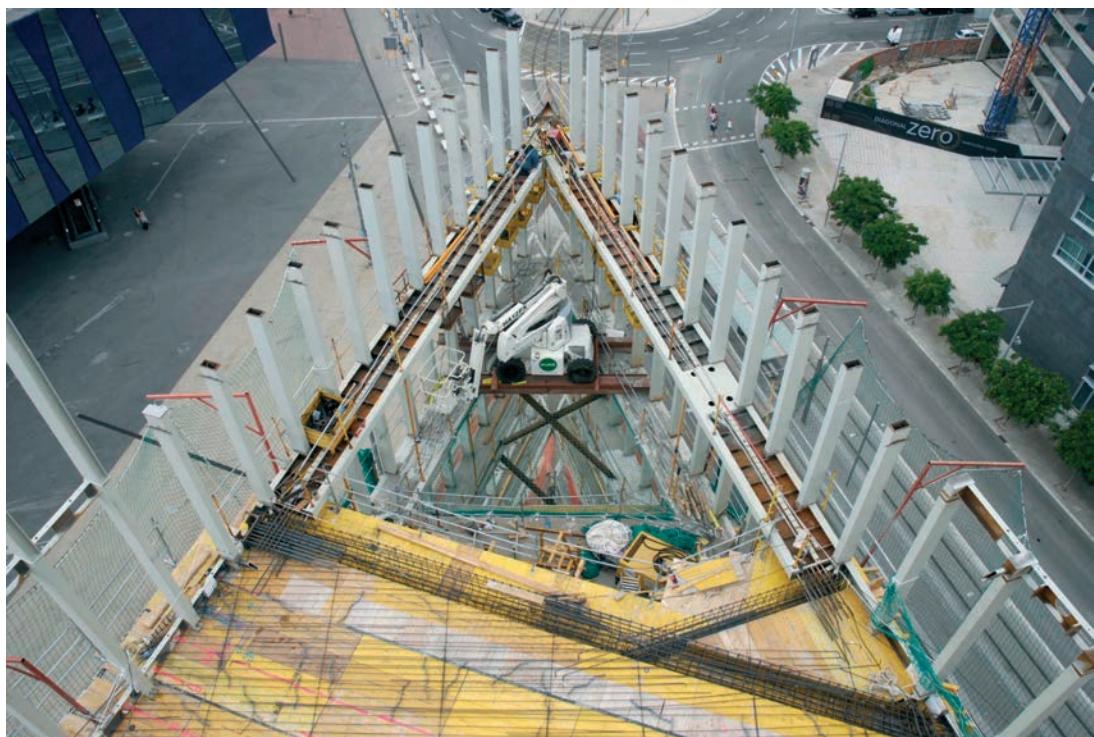


Figura 17. Patio inferior durante la construcción (vista desde el núcleo)
Figure 17. Lower patio under construction (view from the core)

soldeo de los pernos y de los conectadores en T a las chapas y de las mismas entre sí para formar el cajón semi-aberto se llevó a cabo en taller, dejando para su realización en obra la colocación de una malla electro-soldada como armadura y el hormigonado (Figura 16).

Las vigas de patio pertenecen a la capa interior de fachada, formando un emparrillado vertical junto con los soportes y se recubren con la misma protección ignífuga correspondiente al resto de la estructura metálica, con objeto de mantener la integridad total del sistema resistente para la estabilidad al fuego exigida R-180. La capa de protección ignífuga inferior tiene un espesor de 40 mm y la altura de la sección transversal de la viga de patio se ha fijado por lo tanto en 260 mm para mantener el espesor de forjado de 30 cm. Las almas verticales de los dos perfiles en C también se protegen contra incendio, a diferencia de la cara superior, protegida por el hormigón y en posición favorable sin el contacto directo con las llamas en caso de incendio.

El ancho de la sección transversal depende de la longitud de la viga de patio y de su planta y va desde los 1200 mm en la primera planta hasta los 760 mm en las superiores. En la Figura 17 se muestra el arriostramiento de los soportes metálicos en el patio inferior a través de las vigas de patio, antes de su hormigonado. De la misma manera, en la figura se puede observar el armado de la viga descolgada en el borde de forjado, previamente a su hormigonado y al tesado de la misma.

En la fase de predimensionamiento de las vigas de patio, y para cada una de ellas, se definió un modelo 2D de EF para estudiar su comportamiento bajo unas cargas horizontales actuando en correspondencia con los soportes. Se fijaron los valores de dichas cargas en

el 1,5% de N_d , donde N_d es el axil de cada soporte en el tramo subyacente a la viga de patio en estudio. Las propiedades iniciales de las vigas de patio se definieron para limitar su desplazamiento horizontal normal a $1/20 i_c$, donde i_c es el radio de giro de los soportes verticales. Este método aproximado resulta análogo al que se suele adoptar en el dimensionamiento orientativo de un rigidizador transversal de un cajón metálico sometido simultáneamente al 1÷1,5% de todas las fuerzas N_L transmitidas por los rigidizadores longitudinales [14].

Una vez obtenidas las características mecánicas iniciales de las vigas de patio, se llevó a cabo un análisis no lineal del modelo 3D de EF de la estructura, que tuviera en cuenta el incremento de esfuerzos debido a grandes deformaciones. Se comprobó así que las vigas de patio efectivamente representaban un arriostramiento suficiente para los soportes metálicos y que la estructura vertical de fachada no tenía problemas de pandeo en los grandes patios.

De cara a la realización de los antedichos análisis no lineales, el Eurocódigo proporciona unos criterios de cálculo de las imperfecciones iniciales en términos de deformaciones geométricas equivalentes, para diversos tipos de estructura metálica [15]. La definición conjunta de deformaciones iniciales para las grandes superficies de fachada en zonas de patio conllevaría una gran incertidumbre a la hora de fijar los valores de imperfección geométrica para cada pieza.

Se han analizado por lo tanto módulos de fachada mediante modelos locales de barras para buscar una equivalencia, en términos de deformaciones transversales y esfuerzos en las piezas metálicas, entre dos análisis

study its behaviour under a set of equivalent horizontal loads acting on the joints between the beam and the columns. The values of these loads were fixed to 1.5% N_d , N_d being the axial load of the corresponding column stretch. The properties of the beam cross section were defined so as to limit its normal horizontal displacements to $i_c/20$, being i_c the radius of gyration of the vertical columns. It is common to adopt this preliminary method for the predimensioning, in a steel box section, of a transversal stiffener subjected simultaneously to 1÷1.5% N_L , N_L being the axial loads in the longitudinal stiffeners [14].

Once obtained the initial properties of all the patio beams, a non-linear static analysis (including large-deflection effects) of the 3D FEM global model was carried out. Thus the effectiveness of the patio beams as column bracings was checked, as well as the structural safety against global and local buckling of the columns in the great patios.

In order to carry out the aforesaid non-linear analysis, the Eurocodes provide criteria for the estimation of the initial imperfections in terms of equivalent geometrical deformations, for different typologies of steel structure [15]. The definition of the initial imperfections for each steel member constituting the whole facade structure in the large patio areas would mean great uncertainty when fixing the values of geometrical imperfection for each element. Thus a local area of the facade has been studied by means of local FEM models in order to find out the equivalence, in terms of transversal displacements and steel members stresses, between the two following analyses of the system: through the introduction of the initial deformation, or by applying a set of equivalent loads. In both cases, non-linear static analyses of the frame models have been carried out. It was assessed that the structure subjected to the aforesaid horizontal loads (of values 1.5% N_d) presented higher stress values of the steel members, compared to the same structure subjected to the initial deformation defined by the European Codes.

In the global FEM model, with the structure subjected to the floor permanent and live loads, to the horizontal loads due to wind action or earthquake, and to the set of 1.5% N_d loads, the bending moments of the patio beams have been obtained in order to design their connections to the concrete slabs. As it can be seen in Figure 18, the outer C-shaped profile does not end at the first vertical column crossing the slab, but it continues up to the following one, being connected to the slab through studs. The axial load of the inner C-shaped profile is transferred to the slab by means of a transversal steel plate, connected to the slab through rebars.

In Figure 19, the lower patio clear space may be seen with the building under construction and Figure 20 shows a view of the same patio from the inside.

3.5. Bamboos

The outer layer of the facade is made of sloping steel elements, with an irregular and tree-like layout, for which they have been called "bamboos" (Figure 21).

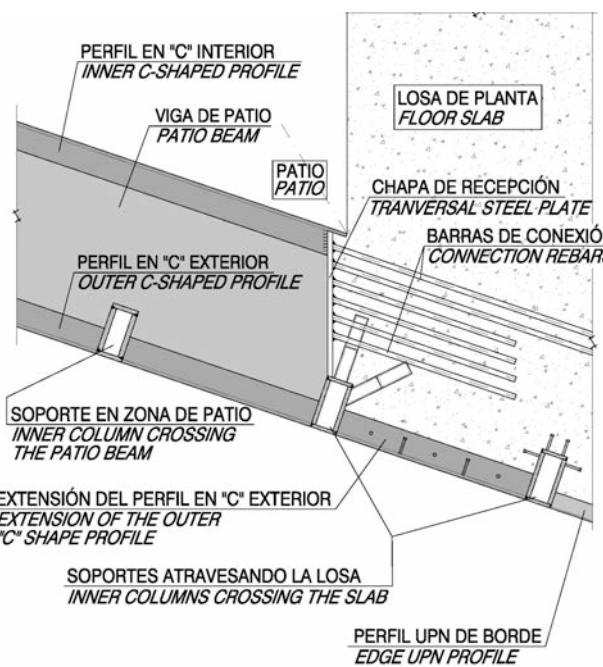


Figura 18. Planta de la continuidad entre viga de patio y losa
Figure 18. Patio beam connection to the slab (plan view)

From the very beginning of the project, the leading idea was not to limit the function of the bamboos to the aesthetic domain, producing formalisms and superficial makeup, but to produce attractive elements which at the same time could participate in the resistance and stiffness of the global structure.

With the initial dimensions of the elements given by Architectural Project, and without the collaboration of the bamboos to the global stiffness of the structure, the horizontal displacements of the building would have been unacceptable. Instead of increasing the core walls thicknesses and the inner columns cross sections, it was preferred to take advantage of the sloping steel elements in the outer layer of the facade.

An active dialog between Engineering and Architecture led on one hand to define an equilibrated bamboo cross section which best suited both teams and, on the other hand, to bring the free layout of these elements close to an adequate structural system, in a search of the tensibility of the form. In this way, the contribution of the bamboos to the global resistance of the structure thus resulted proportional to the cost increase of these elements. In the subsequent analyses of the FEM global model, apart from all the aforementioned external loads, the structure was subjected to thermal actions too, in order to take into account the thermal gradient between the inner and outer layer of the facade, separated by the isolating curtain wall. The original bamboo cross section, defined in the initial architectural project, was thus augmented from 220 mm x 240 mm up to 240 mm x 680 mm external dimensions, which provides the necessary horizontal stiffness of the global structure and at the same time offers a greater aesthetic entity to the bamboos.

Figure 22 shows the general cross section of the bamboos, made out of two inner webs, of thicknesses from 10 mm up

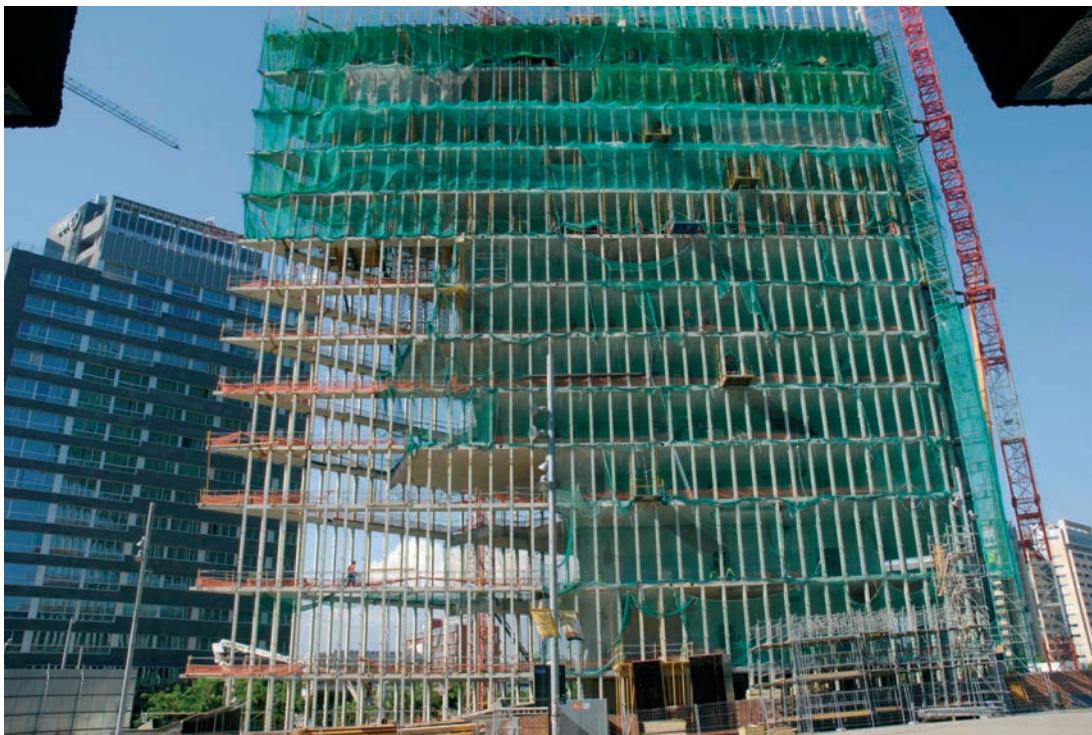


Figura 19. Patio inferior durante la construcción (vista desde el edificio Fórum)
Figure 19. Lower patio under construction (view from the Forum building)

sis posibles del sistema: mediante la introducción de una deformación inicial, o mediante la aplicación de un conjunto de fuerzas equivalentes. En ambos casos, se han estudiado los modelos de barras mediante análisis no lineales de segundo orden, observando que la aplicación simultánea de fuerzas iguales al $1\div1,5\%$ de los axiles N_d , en los tramos de soportes correspondientes, generaba esfuerzos mayores respecto a los correspondientes a un análisis de la misma estructura con la imperfección inicial definida por la normativa europea.

En el modelo global de EF, bajo las cargas verticales de forjado, la presión del viento y las fuerzas horizontales de $1,5\% N_d$, se obtuvieron los momentos flectores en las vigas de patio para el diseño del detalle de empotramiento de las mismas a las losas macizas. Como se puede observar en la Figura 18, el perfil exterior en C no se corta en correspondencia con el primer soporte que atraviesa la losa maciza, sino que continúa hasta el siguiente, conectado a la losa a través de pernos. El axil del perfil interior en C se transfiere al forjado a través de una placa de recepción transversal conectada a la losa mediante barras de armadura.

En la Figura 19 se puede apreciar el espacio diáfragma del patio inferior durante la construcción del edificio y en la Figura 20 se muestra una vista del patio desde el interior.

3.5. Bambúes

La capa exterior de la fachada está compuesta por piezas metálicas inclinadas formando una distribución de carácter muy irregular y aleatorio por lo que,

en base a tal formalización, han sido denominadas coloquialmente como "bambúes" (Figura 21).

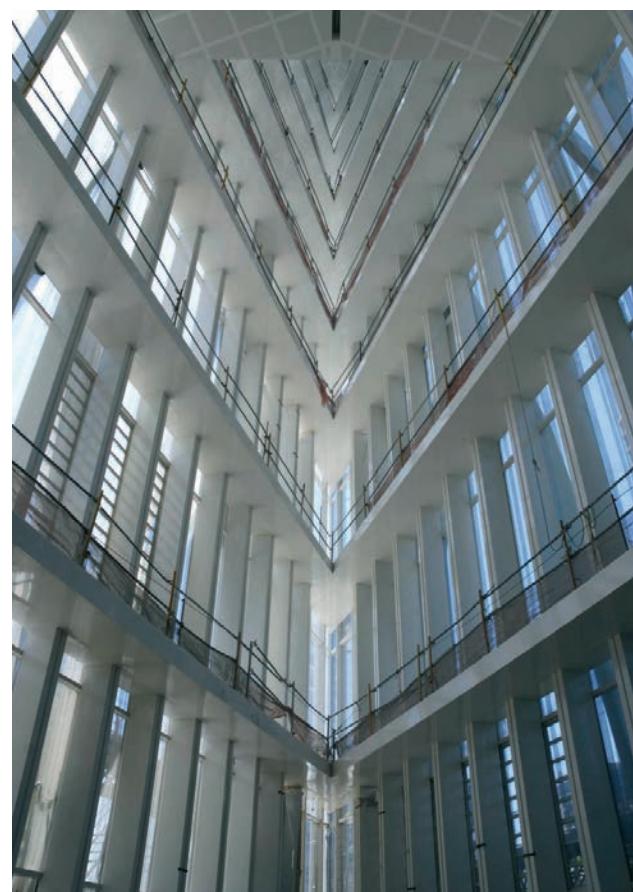


Figura 20. Patio inferior durante la construcción (vista desde el interior)
Figure 20. Lower patio under construction (view from the inside)

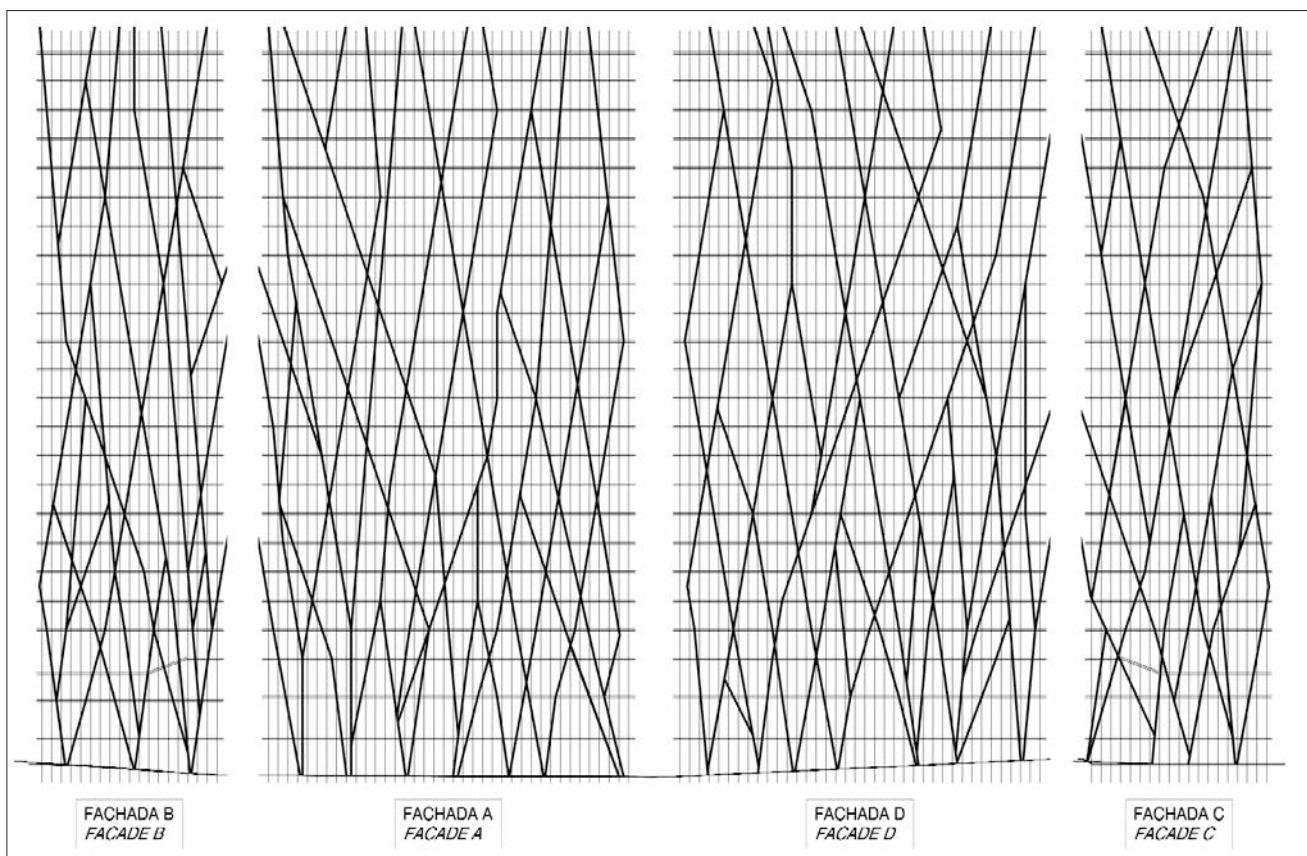


Figura 21. Capa exterior fachada (bambúes)
Figure 21. Outer layer of the facade (bamboos)

to 25 mm, and an outer box plate with a reduced thickness of 8 mm or 10 mm. The cross section corners are curved, with a curvature radius of 25 mm. Apart from contributing to the resistant cross section of the bamboo, the webs constitute longitudinal stiffeners for the longer box sides, providing a compact cross section, avoiding any tendency to local buckling phenomena.

The bamboos are separated 360 mm from the slab border and they are connected to the floor slabs or the patio beams through tubular S355 steel connections, with an outer diameter of 220 mm and thicknesses of 20 mm, 32 mm or 36 mm. These rigid connection elements, welded at the workshop to the bamboo intersection nodes, make the outer layer of the facade resist 9% of the floor loads (live loads and dead loads applied after the bamboos have been installed) and with a contribution to the global horizontal stiffness of the structure of approximately 18%.

The bamboos thus fully match the definition of the tensibility concept, as the capacity to use optimally the maximum dimensions of the outline of the building and as the intrinsic ability to drive the forces generated by the external actions working onto the structure, as actively as possible, towards its bearing points. In this case, the outer layer of the facade, taking advantage of the apparently free layout of the sloping elements, converts, by diagonalizations, the shear forces generated by the horizontal action of wind and earthquake into axial forces in the bamboos.

Between the two facade layers, the curtain wall is placed with a 250 mm diameter hole for the introduction of the bamboo

connection. In the facade areas delimiting the patios, the tubular connections are welded to the web of the outer C-shaped profile of the patio beam, which is properly reinforced by means of a transversal stiffener (Figure 23).

For the rest of the facade a small steel box was embedded in the concrete slab, in order to receive the bamboo connection at the end of the construction, once the curtain wall had been placed. The steel box is composed of a back plate and two lateral plates, perpendicular to the facade and welded to the edge UPN profile.

The tubular connection was welded to the aforementioned back plate by means of complete penetration butt welds and after carrying out the concreting of the floor slab. The shear load in the most stressed connections may reach a value of 1000 kN, under the load combination for the Ultimate Limit States, with wind as dominant load.

The steel box is open in its bottom and upper sides, in order to execute the butt weld of the tubular connection along its entire perimeter. However, due to the reduced dimensions of the steel box and when the significant tubular connection thickness made the welding process difficult, radial stiffeners were placed, welded to the tubular connection and the back plate by means of fillet weld (Figure 24). Moreover, these stiffeners allow to reduce the back plate thickness, and they were welded once placed the tubular connection in its final position.

Of the total shear load the bamboo connection transfers to the inner structure, 60% is driven by the steel box directly to the inner columns through the edge UPN profile. The

Desde las primeras fases de proyecto, la idea fundamental fue la de no limitar la función de los bambúes al dominio estético, produciendo una solución de grataidad o formalismo de tipo maquillaje, sino de diseñar unos elementos atractivos que pudieran participar activamente en la resistencia y rigidez de la estructura global.

Con las dimensiones iniciales de los elementos dadas por el diseño arquitectónico y sin la colaboración de los bambúes en la rigidez global de la estructura, el desplome del edificio en coronación bajo la acción del viento habría sido inaceptable. En lugar de incrementar el espesor de las pantallas del núcleo y las secciones transversales de los soportes, se prefirió aprovechar estos elementos metálicos inclinados de la capa exterior de la fachada.

Un dialogo activo entre Ingeniería Estructural y Arquitectura llevó a definir una sección transversal equilibrada, que pudiera satisfacer los requisitos de ambos equipos, y establecer una disposición dimensional y formal del entramado de tubos exteriores que lograra que la aportación resistente de sus piezas fuera apreciable y, al menos, proporcional al coste relativo de las mismas. Esta consideración, y los sucesivos análisis del sistema estructural conjunto, considerando especialmente los efectos térmicos provocados por el gradiente de soleamiento entre la fachada exterior y la interior, determinaron la necesidad de incrementar las dimensiones de la sección transversal original definida en el proyecto arquitectónico inicial. Dichas dimensiones se incrementaron desde 220 x 240 mm, previstos en el proyecto arquitectónico inicial, hasta 240 x 680 mm, proporcionando la rigidez horizontal necesaria a la estructura global y al mismo tiempo ofreciendo una mayor entidad estética a los bambúes.

En la Figura 22 se muestra la sección transversal tipo de un bambú, compuesta por dos almas interiores de espesores de 10 a 25 mm y un forro metálico exterior con espesores reducidos de 8 ó 10 mm. Las esquinas de la sección transversal tienen un radio de curvatura de 25 mm. Las almas interiores, además de contribuir en la sección total resistente del bambú, rigidian internamente sus caras largas manteniéndolas eficaces y garantizando así secciones de carácter compacto al evitar cualquier tendencia a fenómenos de abolladura local.

Los bambúes estás separados 360 mm del borde del forjado y están conectados a las vigas de patio o a las losas de planta a través de conexiones tubulares en acero S355 con un diámetro exterior de 220 mm y espesores de 20 mm, 32 mm o 36 mm. Estos potentes elementos de conexión perpendiculares a la fachada y soldados en taller a los nudos del entramado de bambúes permiten que la capa exterior de la fachada resista el 9% de las cargas verticales de forjado (carga muerta aplicada posteriormente a la colocación de los bambúes y sobrecargas) y contribuya a la rigidez horizontal total en un 18%.

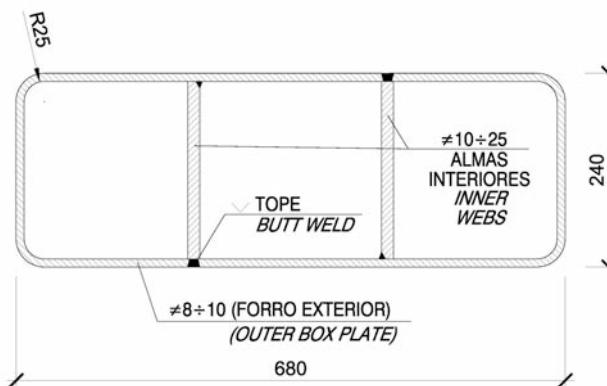


Figura 22. Sección transversal bambú (cotas en mm)
Figure 22. Bamboo cross section

Los bambúes corresponden plenamente a las dos definiciones del concepto de tensibilidad, aprovechando las dimensiones globales de la estructura y canalizando los esfuerzos provocados por las acciones horizontales de viento y sismo hacia los puntos de apoyo de una manera simple y activa, transformando por diagonalizaciones los rasantes en esfuerzos axiles.

Entre las dos capas de la fachada se ubica el muro cortina, con aberturas de 250 mm de diámetro en correspondencia con los puntos de conexión de los bambúes con las losas de planta, para permitir el paso del elemento tubular. En las zonas de fachada alrededor de un patio, las piezas de conexión se han soldado al alma vertical del perfil exterior en C de la viga de patio, oportunamente reforzada mediante un diafragma transversal (Figura 23).

Para el resto de la fachada se ha colocado un cajetín metálico, soldado al perfil de remate en borde de forjado, para la recepción de la pieza de conexión del bambú posteriormente a la colocación del muro cortina. El cajetín está constituido por una chapa dorsal, a la que se suelda la pieza de conexión tubular posteriormente al hormigonado de la planta, y por dos piezas laterales perpendiculares a la fachada soldadas al perfil en C de remate.

El elemento de conexión se suelda a la chapa dorsal del cajetín mediante una soldadura a tope con penetración total para permitir la correcta transferencia de los grandes esfuerzos cortantes, que pueden alcanzar los 1000 kN bajo la combinación de cargas mayoradas con viento dominante.

El cajetín resulta abierto en sus caras superior e inferior, para permitir el soldeo de la pieza de conexión a la chapa dorsal a lo largo de todo el perímetro del tubo. Sin embargo, debido a las dimensiones reducidas del mismo cajetín, y en los casos en los que el espesor significativo de la pieza tubular dificultaba la correcta soldadura en todo el perímetro del tubo, se suplementaba dicha unión mediante rigidizadores radiales unidos a la pieza tubular y la chapa dorsal mediante soldaduras en ángulo (Figura 24). Estos rigidizadores han permitido además reducir el espe-

other 40% is transferred to the concrete slab by means of several longitudinal $\phi 32$ rebars and dense stirrups (Figure 24). From the slab, the shear load is driven again towards the facade perimeter through slab bending and transferred to the steel columns by means of stud shear connectors or embedded tubes (see section 3.3).

A thorough study was carried out from the early stages of the project, in order to simplify the connection between the downstand beam, the patio beam and the steel box connection to the slab, making the intersection possible among all the corresponding reinforcing bars and providing a correct load transfer between all the structural sub-systems (Figure 25 and Figure 26).

Due to the great number of intersection nodes, it was decided to carry out its construction at the workshop, so as to reduce the welding process on site. Thus, it was possible to guarantee the good appearance of the elements that maybe most characterise this building and that will be visible from the inside as well as from the Forum square.

The cross intersection joints between bamboos were carried out first by welding the inner webs to the tubular connection, then by adding thin external plates until obtaining a closed box node and finally by connecting each one of the four bamboos. These cross elements were previously prepared with a proper window in order to materialise their complete connection to the cross node by means of butt welds (Figure 27). Figure 28 shows a sample cross intersection node with the required aesthetical appearance and the adequate structural behaviour.

By means of the 3D FEM model, the local buckling of a bamboo between two consecutive connections and the global stability of the facade outer layer delimiting the great patios have been taken into account. As already described for the inner columns, knowing the axial forces N_d in the sloping elements, a set of 1.5% N_d horizontal forces have been introduced in 2D simple models while pre-dimensioning the patio beam cross sections. Finally, a non-linear analysis of the 3D FEM model was carried to study the global stability of the structure.

Under the reduced loads of the accidental fire load combination, the inner core and the vertical steel columns have sufficient bearing capacity to resist the vertical loads and the wind horizontal action, without the collaboration of the bamboos and their tubular connections, which are not fire protected.

4. CONSTRUCTION PROCESS

4.1. Core climbing formwork

The long spans of the floors and its irregular geometry needed the slabs to be rigidly connected to the concrete core, and required the structural continuity of the inner and outer slab areas across the core walls. The slab $\phi 12/0.15$ m rebars could not resist the corresponding bending moments along the core walls, so additional reinforcement was needed. Moreover, due to the tube-in-tube structural work and under the horizontal loads (wind or earthquake), the floor slabs are subjected to a significant increase of the bending

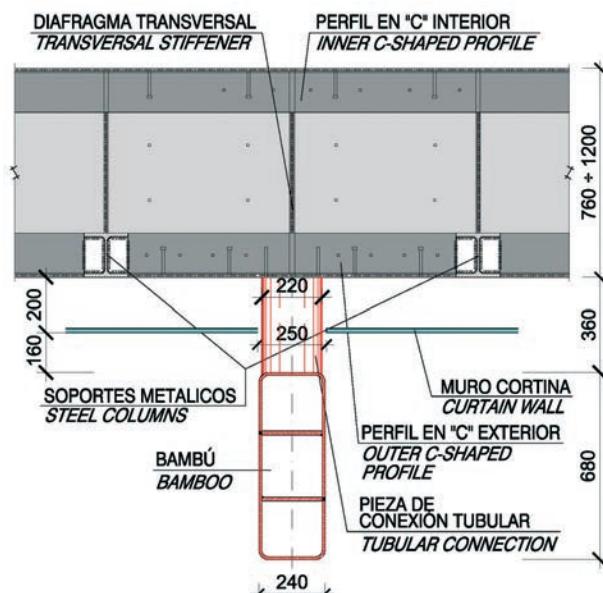


Figura 23. Planta de la conexión de los bambúes a las vigas de patio (cotas en mm)

Figure 23. Plan view of bamboo connection to a patio beam (dimensions in mm)

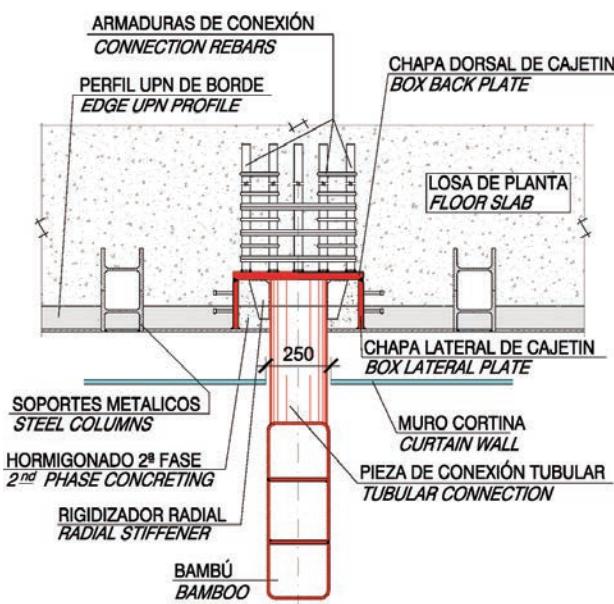


Figura 24. Planta de la conexión de los bambúes a las losas de planta (cotas en mm)

Figure 24. Plan view of bamboo connection to a floor slab (dimensions in mm)

moment at the core walls. The required reinforcements, from $\phi 16/0.15$ m up to $\phi 25/0.15$ m rebars, made the use of reinforcement continuity strips impossible, thus requiring couplers.

The Construction Company decided to employ a climbing formwork in order to accelerate the rhythm of the core construction, with respect to a floor by floor core execution scheme [16]. In the core walls, a great amount of reinforcement couplers were left in order to place, later on, the aforementioned reinforcements required in the concrete slabs to guarantee its fixed connection to the core walls, and to resist the corresponding hogging bending moments.

sor de la chapa dorsal, y se unían a posteriori una vez colocado el tubo en su posición final.

De la carga transmitida por la pieza de conexión del bambú a la losa de planta, el cajetín transfiere el 60% directamente a los soportes metálicos mediante el perfil en C en borde de forjado, y el 40% a la losa de hormigón a través de barras longitudinales $\phi 32$ y cercos tupidos. La parte de carga recogida por la losa maciza se transfiere sucesivamente a los soportes metálicos mediante la flexión de la losa y gracias al sistema de conexión de los soportes con la misma (ver apartado 3.3).

Desde las primeras fases del proyecto, se estudiaron de manera rigurosa los detalles de encuentro de la viga descolgada, de la viga de patio y del cajetín de recepción de una pieza de conexión de bambú, para permitir la intersección de las armaduras correspondientes y asegurar una correcta transferencia de esfuerzos entre sub-sistemas resistentes.

El dibujo en la Figura 25 y la foto en la Figura 26 muestran un detalle de cruce entre las armaduras de la viga descolgada postesada y las armaduras de conexión de la viga de patio y del cajetín de recepción del bambú a la losa maciza.

Debido al gran número de nudos de intersección entre piezas inclinadas, se decidió llevar a cabo su construcción en taller para reducir los procesos de soldeo in situ. De esta manera se ha garantizado el aspecto adecuado de los elementos que probablemente más caracterizan este edificio y que son visibles tanto desde el interior como desde la plaza del Fórum.

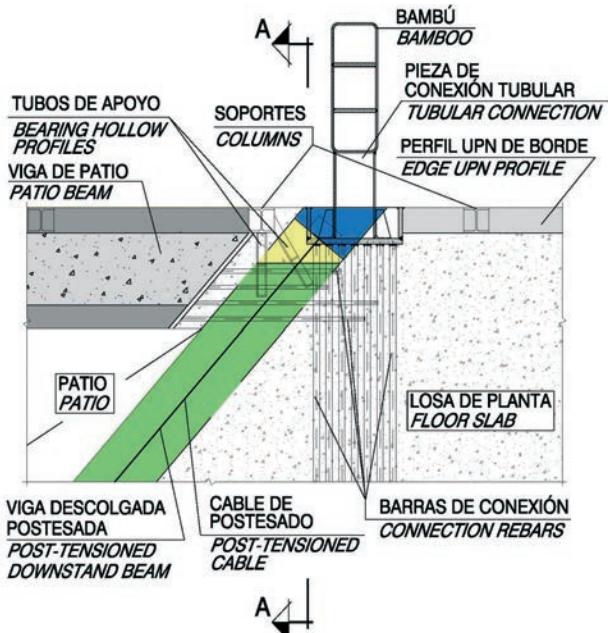


Figura 25. Detalle en planta del encuentro entre viga descolgada postesada, viga de patio y cajetín de recepción de un bambú

Figure 25. Plan view of the intersection detail among post-tensioned downstand beam, patio beam and steel box for bamboo connection



Figura 26. Detalle del encuentro entre viga descolgada postesada, viga de patio y cajetín de recepción de un bambú

Figure 26. Intersection detail among post-tensioned downstand beam, patio beam and steel box for bamboo connection

Dichos nudos se llevaron a cabo soldando primero las almas interiores a la pieza de conexión tubular, luego añadiendo las chapas de continuidad del forro exterior en el cruce hasta obtener un nudo cajón cerrado, y finalmente conectando cada uno de los cuatro brazos de bambú. Estos últimos fueron provistos de ventanas para materializar su completa conexión al nudo de cruce mediante soldaduras a tope (Figura 27). En la Figura 28 se puede ver un nudo de muestra de intersección de las piezas bambú, con el aspecto estético requerido y un adecuado comportamiento estructural.

A través del modelo de EF global de la torre, se tuvo en cuenta la inestabilidad local de los tramos de bambú entre dos piezas de conexión sucesivas y se comprobó la estabilidad global de la capa exterior de la fachada en la zona de los grandes patios. Como ya se ha descrito anteriormente para los soportes interiores, conociendo el axil N_d en los elementos inclinados, se introdujeron un grupo de fuerzas horizontales de valor 1,5% N_d en los modelos simplificados 2D para el predimensionamiento de las vigas de patio y en el modelo 3D, llevando a cabo un análisis no lineal para estudiar la estabilidad global de la estructura.

Bajo las cargas reducidas de la combinación accidental de incendio, el núcleo de hormigón y los soportes metálicos interiores constituyen el único sistema portante de la estructura. Por esta razón, mientras que los soportes interiores tienen una resistencia nominal contra incendios de 180 minutos, ni los bambúes ni sus piezas de conexión a la estructura interior están protegidos.

4. CONSTRUCCIÓN

4.1. Encofrado trepante del núcleo

Las elevadas luces de los forjados de planta han exigido un empotramiento elástico de las losas macizas en las pantallas del núcleo y la continuidad flexional entre zonas de forjado exterior e interior. Los momentos flexores de continuidad o de empotramiento elástico de la losa en el núcleo, bajo las acciones verticales

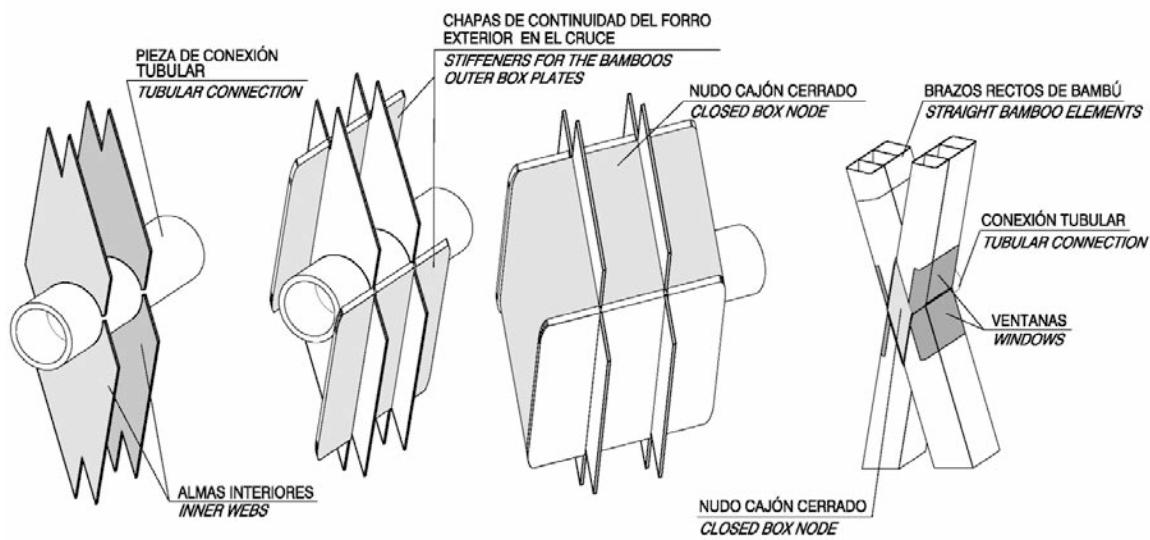


Figura 27. Secuencia constructiva nudo de cruce de bambúes
 Figure 27. Construction process of a bamboo cross intersection node

4.2. Construction process of the facade inner layer

The edge UPN profile runs along the entire facade perimeter, providing a bearing support to the floor slab in the facade structure and connecting the steel columns. The inner layer of the facade was carried out by preparing sets of three-columns three-floors high at the workshop, connected to each other through the edge UPN profile, in order to reduce the number of on-site welded connections and to improve the verticality of the facade (Figure 29).

Outside the patios and during the execution of the corresponding floor slab, each column set was propped by means of provisional sloping steel elements connected to the lower level floor. Besides, the facades surrounding the clear space of a patio needed a bracing system made of crossing steel elements until all the composite beams of the lobby were completed (Figure 30).

4.3. Construction process of the facade outer layer

Once the bamboo intersection joints were executed at the workshop with the corresponding tubular connection, each steel member was elevated by means of the tower crane (Figure 31). It was driven to its final position and provisionally connected to the steel structure already executed through localised fillet welds. Then, once the tower crane jib was removed, all the complete penetration butt welds were carried out from a working platform (Figure 32).

4.4. Construction sequence: inner columns, curtain wall and bamboos

If the curtain wall had been placed, as usual, after the whole structure, the irregular layout of the bamboos would have excessively complicated its erection. Thus, the adopted construction sequence of the elements was: 1) inner columns, 2) curtain wall and 3) bamboos.



Figura 28. Nudo de muestra
 Figure 28. Sample of cross intersection node

In the project, a maximum difference of 7 floor levels between the construction of the inner columns and the construction of the bamboos was considered. Prior to the beginning of the works, the Site Management and the Construction Company decided to raise the level difference up to 19 floors (Figure 33). The bamboos participate in the bearing structure work, resisting part of the dead load, applied after the bamboos have been installed, and live loads. The vertical columns constitute the only facade elements to resist the self-weight load of the building. Thus a staged analysis of the 3D FEM model was carried out, in order to take into account the axial force increase in the vertical columns, due to this construction sequence.

As the curtain wall was erected before the bamboos, the horizontal loads due to the wind action also increased the axial forces in the inner columns. Due to this, a difference

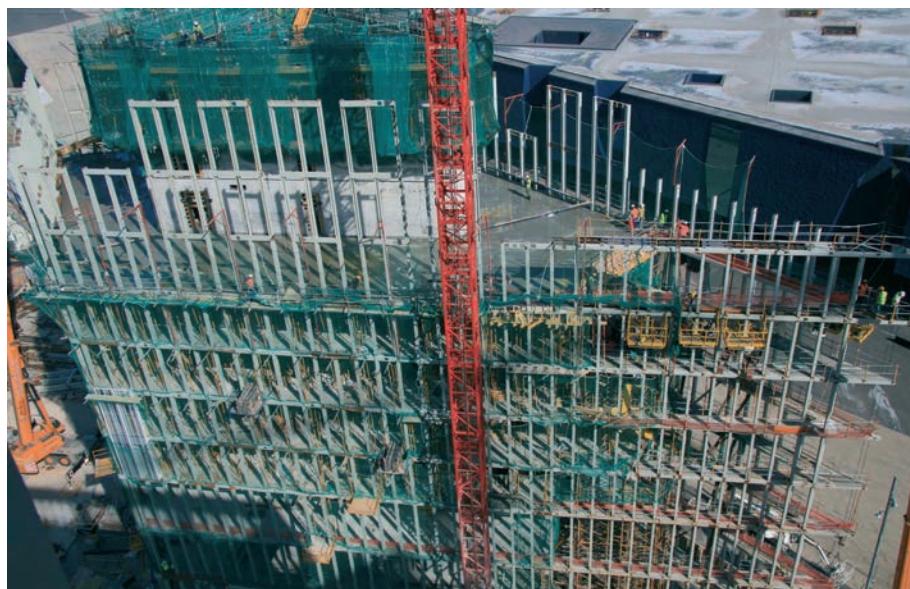


Figura 29. Construcción de la capa interior de fachada mediante módulos (vista desde el Hotel Diagonal Zero)
Figure 29. Facade inner layer under construction through columns sets (view from the Hotel Diagonal Zero)

de forjado, no podían ser resistidos por la armadura base, constituida por $\phi 12/0,15$ m. Además, debido al esquema estructural global de “tubo en tubo” y bajo las acciones horizontales de viento o sismo, los forjados están sujetos a unos incrementos no despreciables de esfuerzos en correspondencia con las pantallas del núcleo. Los refuerzos de armadura de flexión requeridos, desde $\phi 16/0,15$ m hasta $\phi 25/0,15$ m, no permitían el uso de cajas de armadura de esperas.

En la construcción se descartó el encofrado planta a planta del núcleo, poco competitivo para un edificio en altura y, para acelerar el ritmo de construcción del mismo, se utilizó un encofrado trepante [16]. Esto requirió el empleo de empalmes mecánicos para conectar a posteriori las armaduras del forjado y proporcionar su empotramiento en las pantallas del núcleo.

4.2 Proceso constructivo de la capa interior de la fachada (soportes)

A lo largo del perímetro de cada planta se ha colocado el antedicho perfil UPN para rematar el borde del forjado, proporcionar un apoyo para éste en la estructura metálica de fachada y conectar entre sí los soportes verticales. La construcción de la capa interior de la fachada se ha llevado a cabo preparando en taller módulos de soportes de tres plantas de altura conectados entre sí a través del perfil UPN, para reducir el número de soldaduras in situ y mejorar la verticalidad de la fachada (Figura 29).

En las zonas fuera de los patios y durante el hormigonado de una planta, uno de cada dos módulos se estabilizó a través de un puntal metálico provisional conectado al nivel inferior. Por otro lado, las fachadas en los patios requirieron un sistema contraviento de tipo Cruz de San Andrés hasta completar el hormigonado de las vigas de patio (Figura 30).

4.3 Proceso constructivo de la capa exterior de la fachada (bambúes)

Una vez realizados en taller los nudos de cruce entre bambúes, con el correspondiente tubo de conexión incorporado, se elevaba la pieza mediante grúa torre (Figura 31), se posicionaba en su configuración definitiva y se punteaba mediante soldadura a la estructura precedentemente ejecutada. A continuación, se retiraba la grúa y posteriormente se llevaban a cabo las soldaduras a tope completas desde una plataforma de trabajo, según se muestra en la Figura 32.

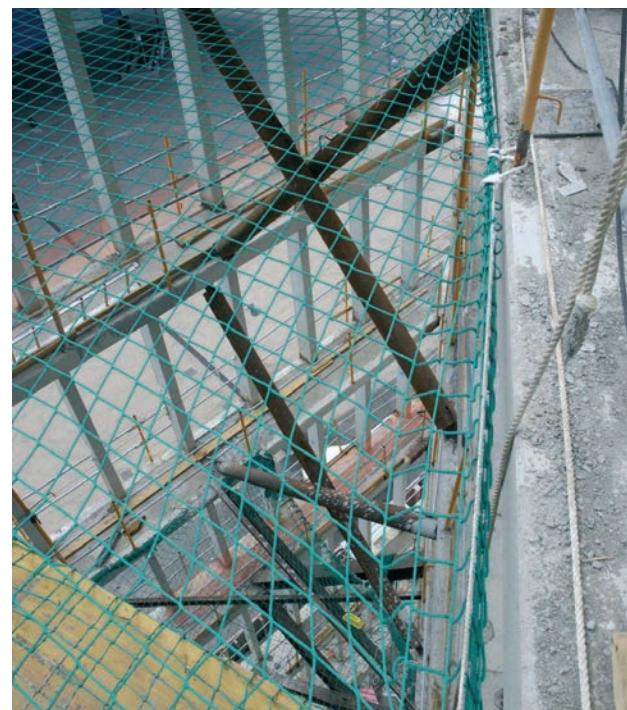


Figura 30. Arriostramiento provisional capa interior fachada en patio

Figure 30. Provisional shoring of the inner layer of the facade surrounding the lower patio



Figura 31. Elevación nudo mediante grúa torre
Figure 31. Elevation of a bamboo intersection node by means of the tower crane

of 6 floor levels between the erection of the curtain wall and the construction of the bamboos had not to be exceeded.

The building was inaugurated on January 2011 and it has been awarded with several prizes, such as the Leaf Prize 2011 to the best commercial building of the year.

Figures 34, 35 and 36 show some photos of the finished building.

5. CONCLUSIONS

The ZeroZero tower is a good example of synergic interaction between Engineering and Architecture. The strong combination of both has enhanced the design, providing it with a technical-structural character perfectly integrated with the architectonical-aesthetical one. This gave rise to an emblematic and monumental image, but far from formalisms and superficial makeup.

The structure of the ZeroZero tower could be placed half way between a conventional one and another of great singularity and innovative structural characteristics. The 24 floors height and the basic structural arrangement type (tube-in-tube) are clearly conventional, while the floor geometry, the presence of great lobbies and the special outer layer of the facade constitute innovative structural features.

The structural design of the ZeroZero tower can show the possibilities of application of the tensibility concept, which becomes evident in the following points:



Figura 32. Colocación nudo para su soldado desde plataforma de trabajo
Figure 32. Placing of a bamboo intersection node for its welding from a working platform

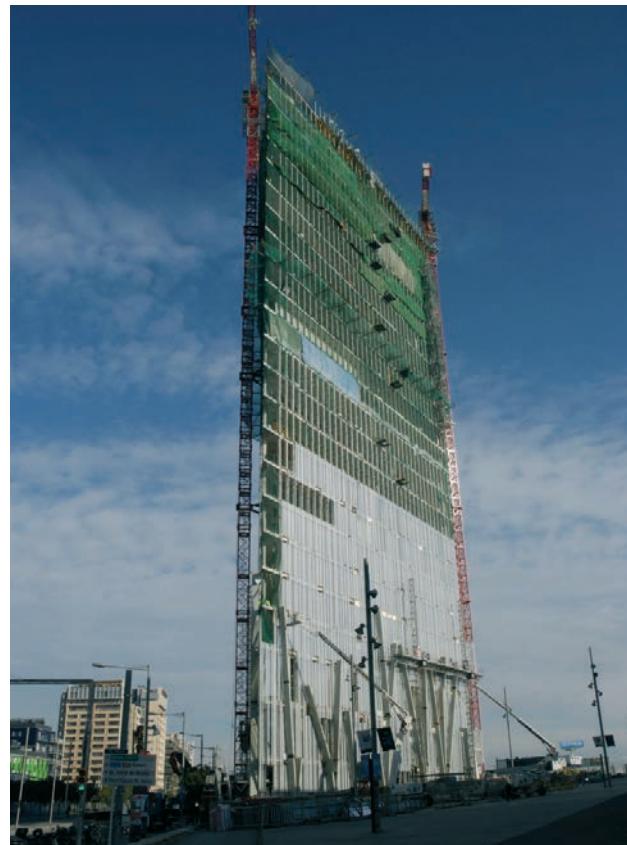


Figura 33. Vista del edificio en construcción con el importante desfase soporte-muro cortina-bambúes
Figure 33. Building under construction showing the execution sequence columns-curtain wall-bamboos

- Interaction between structural sub-systems: slabs-core, slabs-facades.
- Rigorous understanding of the slenderness and the precise boundary conditions, in order to guarantee the global and local stabilities: vertical columns and patio beams.
- Use of "mega-structures" in order to make the best use of the maximum dimensions of the outline of the building: outer layer of the facade.

4.4. Desfase de construcción de soportes interiores, muro cortina y bambúes

Si el muro cortina se hubiera colocado, como es usual, una vez acabada la estructura, la distribución irregular de los bambúes habría complicado excesivamente su construcción. Por lo tanto la secuencia de construcción adoptada fue la siguiente: 1) soportes interiores, 2) muro cortina y 3) bambúes (Figura 31 y Figura 33).

En el proyecto se consideró un desfase máximo de 7 niveles de planta, que posteriormente en obra pasó a ser de 19 niveles, entre la construcción de los soportes interiores y la de los bambúes. Los bambúes contribuyen a hacer frente a las cargas permanentes aplicadas posteriormente a su colocación y a las sobrecargas, siendo los soportes los únicos elementos que resisten el peso propio de la estructura. Fue por lo tanto necesario llevar a cabo un análisis evolutivo del modelo 3D para tener en cuenta el incremento de axil en los soportes verticales debido a dicho desfase.

Dado que el muro cortina se colocó con anterioridad a la construcción de los bambúes, también la acción horizontal del viento introducía unos axiles de compresión en los soportes verticales durante la construcción. Esto llevó a fijar un desfase máximo de 6



Figura 34. Edificio terminado. Vista de su coronación desde la Avenida Diagonal

Figure 34. Finished building. View of its higher part from the Avenida Diagonal



Figura 35. Edificio terminado. Vista desde el edificio Fórum
Figure 35. Finished building. View from the Forum building

plantas entre la colocación del muro cortina y la de los bambúes.

El edificio fue inaugurado en Enero de 2011, y ha obtenido diversos premios, como el Leaf Prize 2011, al mejor edificio de oficinas.

En las Figuras 34, 35 y 36 se muestran algunas fotos del edificio terminado.

5. CONCLUSIONES

La Torre Diagonal ZeroZero es un ejemplo significativo de interacción sinérgica entre Arquitectura y Estructura, que ha buscado desde su comienzo una potente combinación de ambos que valorara y resaltara el diseño. La integración de aspectos técnico-estructurales en otros de carácter arquitectónico-estético ha permitido lograr una imagen emblemática, pero totalmente alejada de formalismos y maquillajes superficiales.

Igualmente, presenta una estructura situada a mitad de camino entre un sistema convencional y otro de gran singularidad. La altura de 24 plantas y la tipología base estructural de "tubo en tubo" resultan claramente convencionales. Sin embargo, la disposi-



Figura 36. Edificio terminado. Vista desde las áreas del Fórum
 Figure 36. Finished building. View from the Forum areas

ción formal de la planta en forma de punta de lanza, la presencia de grandes patios diáfanos y la especial disposición formal del entramado de tubos exteriores constituyen características estructurales novedosas.

El diseño estructural del edificio ZeroZero puede considerarse como muestra de posibilidades operativas de aplicación y alcance del concepto de tensibilidad de la forma arquitectónica, que se manifiesta en:

- Interrelación de subestructuras o sistemas: losas-núcleos, losas-fachadas.
- Entendimiento riguroso de la esbeltez y de los vínculos precisos para conseguir la estabilidad global y local: soportes verticales y vigas de patio.
- Megaestructuras para el empleo de las dimensiones totales del edificio: capa exterior de la fachada.

REFERENCIAS / REFERENCES

[1] MARTÍNEZ-CALZÓN, J.; CERIANI, L. "ZeroZero tower for the new Telefónica headquarters in Barcelona". *1st International Conference on Structures & Architecture (ICSA)*, Guimarães. 2010.

[2] MOLDOVEANU, M. [coordinador/ coordinator]. *Torre Telefónica Diagonal 00*. 1^a ed. Barcelona: Lunwerg S.L., 2011. 231 p.

[3] TARANATH, B. *Structural Analysis and Design of Tall Buildings*. 1^a ed. New York: McGraw-Hill, 1988. 739 p. ISBN: 9780070628786.

[4] MARTÍNEZ-CALZÓN, J. "La Ingeniería Estructural y el dominio de la Forma". *IVº Congreso de ACHE*, Valencia del 24 al 27 de noviembre de 2008. Madrid: Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural (ACHE), 2008. ISBN: 978-84-89670-62-4.

[5] MARTÍNEZ-CALZÓN, J. "Treatment of the Form in Structural Engineering". *1st International Conference on Structures & Architecture*, Guimarães. 2010.

[6] MARTÍNEZ-CALZÓN, J. "Form, Structure and Energy". *Structural Engineers World Congress - SEWC*, Como. 2011.

[7] MARTÍNEZ-CALZÓN, J. "Diseño Conceptual e Innovación en la realización de Estructuras de Hormigón Estructural". *Jornadas de Hormigón Estructural - JEHE*, Universidad de Olavarría, Buenos Aires. 2011.

[8] MUTTONI, A.; SCHWARTZ, J.; THÜRLIMANN, B. *Design of Concrete Structures with Stress Fields*. 1^a ed. Basel: Birkhäuser Verlag, 1997. 143 p. ISBN-13: 978-0817654917.

[9] MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ, M. "Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensión". *Hormigón y Acero*, 2007, n° 243, p. 93-102.

[10] AA.VV. "Edificio Torre Espacio, Edificio Torre de Cristal, Edificio Torre Sacyr-Vallehermoso, Edificio Torre Caja Madrid". Número Monográfico. *Hormigón y Acero*. 2008, n° 249, p. 9-223.

[11] CALAVERA, J.; GARCÍA, L. *Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado: forjados, losas, vigas de canto, vigas planas*. 1^a ed. Madrid: Intemac, 1992. 336 p.

[12] BACHMANN, H. *Vibrations problems in structures*. 1^a ed. Basel: Birckhäuser-Verlag, 1995. 234 p.

[13] KONG, F.; EVANS, R. *Reinforced and Prestressed Concrete*. 3^a ed. Londres: E & FN Spon, 1998. 508 p. ISBN: 978-0412377600.

[14] MARTÍNEZ-CALZÓN, J.; ORTIZ, J. *Construcción mixta hormigón-acero*. 1^a ed. Madrid: Rueda, 1978. 910 p. ISBN: 84-7207-010-7.

[15] EN 1993-1-1: *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings*. Bussels: CEN, 2005.

[16] AA. VV. *Construcción y Control de Edificios Altos*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural (ACHE), 2008. 356 p. ISBN-13: 978-8438003879.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES/*LIST OF PARTICIPANTS*

Propiedad/Owner: Consorci de la Zona Franca de Barcelona

Arrendatario/Tenant: Telefónica de España

Arquitectos/Architects: Estudio EMBA Massip-Bosch Arquitectes / *EMBA Massip-Bosch Arquitectes office*

Estructura/Structural Engineers: MC2 Estudio de Ingeniería / *MC2 Engineering Consultant Office*

Construcción/Contractors:

- Fase 0 / *Phase 0* - excavaciones / *excavations*: DRAGADOS
- Fase 1A / *Phase 1A* - cimentaciones y obras de contención / *foundations and retention walls*: TERRATEST
- Fase 1B / *Phase 1B* - estructura bajo rasante / *structures below ground level*: G&O
- Fases 2 y 3 / *Phases 2 & 3* - estructura sobre rasante / *structures above ground level (main contractor)*: FCC
 - estructura metálica y muro cortina / *steel structure and curtain wall*: MARTIFER
 - pretensado / *post-tensioning system*: BBR
 - encofrados / *formwork systems*: ULMA
- Fase 4 / *Phase 4* - instalaciones / *mechanical systems*: SG
- Fase 5 / *Phase 5* - ascensores / *elevators*: THYSSENKRUPP

Control de ejecución/Control of construction: Aumedesdap

El Palacio de Congresos de Orán, un edificio singular en zona de alta sismicidad

The Congress Palace at Oran, a distinctive building in a high seismic risk zone

Miguel Ortega Cornejo⁽¹⁾, Luis Matute Rubio⁽¹⁾, Francisco Millanes Mato⁽²⁾, C. Mauricio Aguirre Gallego⁽³⁾ y Pedro Ayuso García⁽⁴⁾

Recibido | Received: 20-03-2012
Aceptado | Accepted: 21-06-2012

Resumen

El Palacio de Congresos de Orán se divide en tres edificios con tipos estructurales y mecanismos resistentes diferentes, el edificio restaurante, el edificio de entrada colgado con amplias zonas sin pilares, y el edificio principal, que aloja en sendos laterales el edificio de oficinas y el edificio de Jefes de Estado, y en su zona central el gran auditorio con capacidad para 3.000 personas con una cubierta principal con 60 m de luz.

Los edificios de la actuación, muy condicionados por la elevada sismicidad de la zona, se proyectaron y ejecutaron en tiempo record. La estructura metálica completa, unas 7.900 t, se prefabricó íntegramente en España, logrando una gran agilidad de montaje en obra, dividiendo la estructura en módulos de dimensiones fácilmente transportables, para realizar las uniones mediante el empleo de tornillos de alta resistencia pretensados.

Palabras clave: estructura metálica, zona sísmica, sistema de arriostramiento, tornillos de alta resistencia, edificio colgado, auditorio.

Abstract*

The Oran Congress Palace is divided in three buildings with different structural types and resistant mechanisms. The restaurant building, the entrance building which is hanged and presents wide zones without pillars, and the main building, which locates in each side the office building and the Head of Government building, and in the central zone the big auditorium with a total capacity for 3 000 people seated and a main structural cover with 60 m span.

The buildings of the project, very conditioned by their location in a high seismic zone, were designed and constructed in a record schedule. The complete steel structure, with around 7 900 t weight, was totally prefabricated in Spain, achieving a great agility in the on-site assembly, by dividing the structure in modulus of easy transportable dimensions, by making the unions slip resistant using preloaded high strength bolts.

Keywords: steel structure, seismic zone, bracing system, high strength bolts, hanged building, auditorium.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 99 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

- (1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Europea de Madrid. Escuela Politécnica (Madrid, España). IDEAM, S.A. (Madrid, España).
- (2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, España). IDEAM, S.A. (Madrid, España).
- (3) Ingeniero Civil. OHL (Madrid, España).
- (4) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. OHL (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: miguel.ortega@ideam.es

1. INTRODUCCIÓN Y DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PALACIO DE CONGRESOS

La estructura del Palacio de Congresos de Orán (Figura 1), proyectada por IDEAM para OHL, es quizás la actuación más singular del conjunto de las obras que compone el conjunto del nuevo Centro de Convenciones de Orán (Argelia), construido por OHL para Sonatrach. La actuación completa del conjunto incluye, además del citado Palacio de Congresos, un Palacio de Exposiciones, un hotel de 5 estrellas, y un parking subterráneo.

Los edificios que componen el Palacio de Congresos [1] con unos 69.000 m² de superficie y 7.900 t de acero estructural, se proyectaron en el formato de Fast-Track (con proyecto ejecutado sobre la marcha según avanzaba la ejecución) y se construyeron en un tiempo récord. La ejecución de la estructura comenzó en julio de 2008, y prácticamente concluyó en octubre de 2009, permitiendo la inauguración del edificio en el primer trimestre de 2010, coincidiendo con la convención mundial de los principales países productores de gas licuado.

La estructura metálica completa se prefabricó íntegramente en España, en varios talleres metálicos en Galicia, y se transportó en barco desde el puerto de Castellón hasta Orán, logrando una gran agilidad de montaje en obra, dividiendo la estructura en módulos de dimensiones fácilmente transportables, para empalmar en obra todas las uniones mediante el empleo de tornillos de alta resistencia, evitando el empleo en la medida de lo posible de uniones soldadas en obra.

El Palacio de Congresos se divide en 3 edificios con tipologías estructurales y mecanismos resistentes di-

ferentes, que se describen con detalle en los siguientes apartados de este artículo.

El edificio del restaurante y el edificio de entrada colgado (también denominado Edificio-Puente) se independizan de los tres bloques principales del Palacio de Congresos –el bloque de Jefes de Estado, el gran auditorio y el bloque de oficinas– mediante la disposición de sendas juntas de dilatación coincidiendo con el eje 39, desde donde se accede al vestíbulo principal del auditorio. La Figura 2 muestra una planta esquemática y la maqueta del Palacio de Congresos con la división por edificios.

Todos los edificios del Palacio de Congresos se han planteado mediante cimentaciones directas con zarpas aisladas o corridas bajo los elementos verticales resistentes, pilares y arriostramientos antisísmicos metálicos, y muros, núcleos o pantallas de hormigón armado. Arriostrando estas cimentaciones directas, se ha ejecutado una losa a modo de diafragma rígido que además hace las veces de forjado del nivel inferior en el sótano, o en la planta baja según las cotas de cimentación de cada zona.

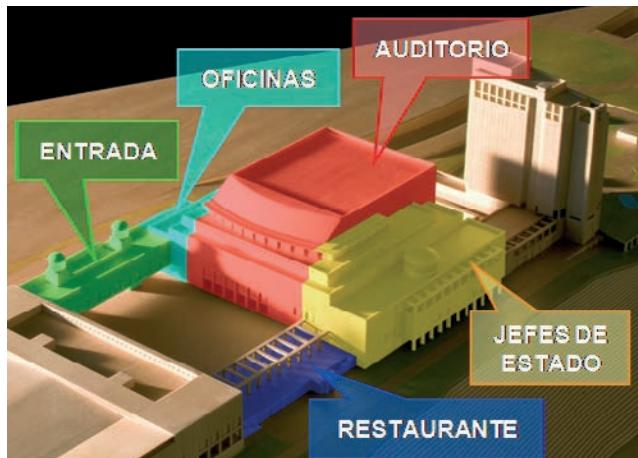
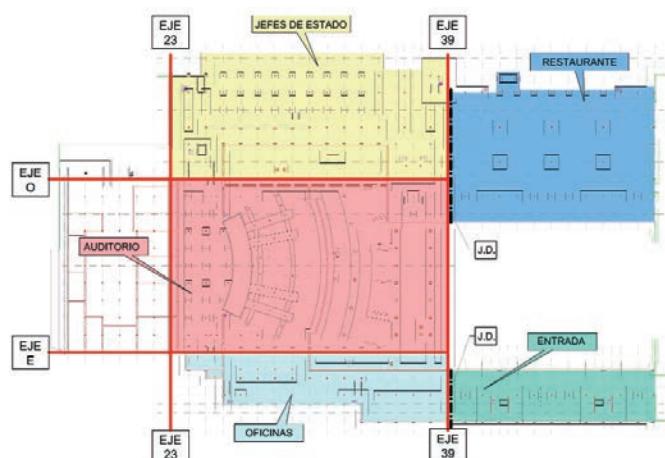
2. CONDICIONANTES SÍSMICOS Y ARQUITECTÓNICOS

El diseño y dimensionamiento de la estructura del Palacio de Congresos está fuertemente condicionado por la elevada sismicidad de la zona.

El norte de Argelia es una región que presenta una elevada peligrosidad sísmica, resultado de la convergencia entre las placas tectónicas africana y euroasiática.



Figura 1. Vista del Palacio de Congresos de Orán concluido



Figuras 2. Esquema de división de edificios del Palacio de Congresos. Planta y maqueta

tica. El complejo sistema de fallas activas asociado a esta estructura geológica ha sido origen de diversos eventos sísmicos de importancia media a elevada, y que han dejado su huella en la historia de la zona, tales como el terremoto del 9 de octubre de 1790, que motivó el abandono del control español de la plaza en favor del Imperio Otomano, fundamentalmente debido al estado de ruina en que quedó la ciudad y a los costes previstos para financiar su reconstrucción [2].

La acción sísmica ha sido uno de los condicionantes más significativos que se han tenido en cuenta a la hora de proyectar la estructura del Palacio de Congresos, y que ha debido conjugarse con las formas arquitectónicas poco regulares que presentan las obras de edificación actuales de carácter más singular.

La normativa argelina de construcción sismorresistente [3] prevé para la región de Orán, y para obras de gran importancia, un valor de aceleración básica de cálculo de $a_b = 0,20 \cdot g$. Este valor se incrementa por un factor de 1,2 si la construcción presenta irregularidades tanto en su configuración en planta como en alzado, lo cual proporciona, para un terreno de cimentación blando, junto con la definición del espec-

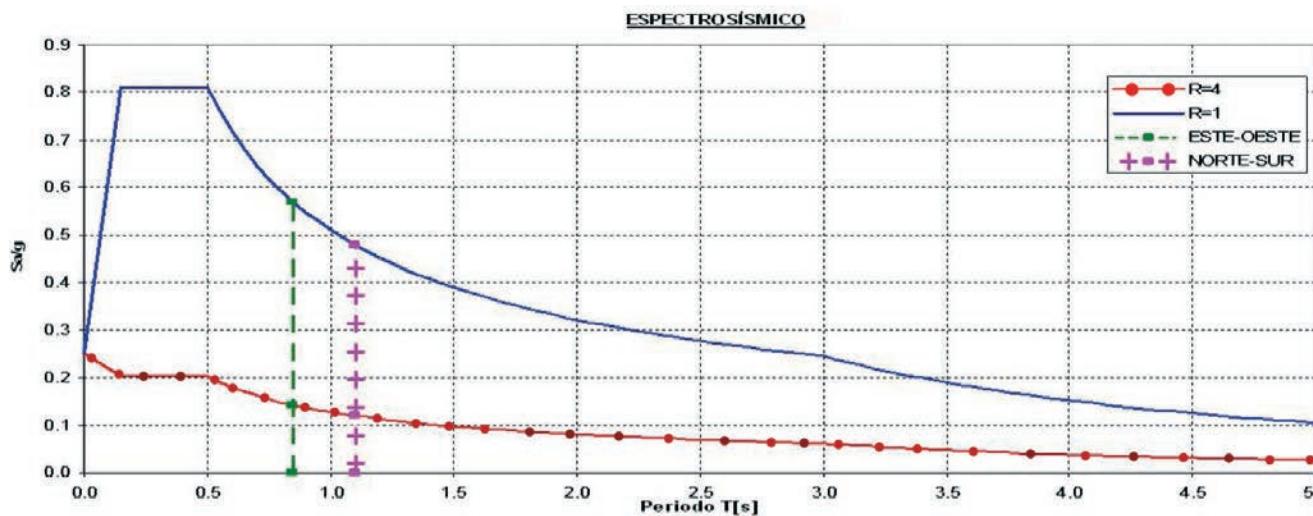
tro de la norma, una aceleración en la meseta de $0,81 \cdot g$ entre los períodos de $T_A = 0,15$ s y $T_B = 0,50$ s (Figura 3).

El otro gran condicionante de la concepción del sistema sismorresistente de los edificios fue su planteamiento arquitectónico, que preveía varios espacios diáfanos interiores de grandes dimensiones [2], que interrumpían la continuidad de los forjados de las plantas intermedias que actúan como diafragmas rígidos, compatibilizando los movimientos de las pantallas de arriostramiento.

En los sucesivos apartados de este artículo se describen además de la estructura de cada uno de los edificios que componen el Palacio de Congresos, sus mecanismos resistentes frente a la acción del sismo.

3. CRITERIOS ADOPTADOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE JUNTAS ENTRE EDIFICIOS

Los tres edificios principales se separan por dos juntas de dilatación coincidiendo con el eje 39 (ver Figura 2a), una entre el edificio restaurante y el edificio

Figura 3. Espectro sísmico de diseño de la norma argelina para un amortiguamiento de $\xi = 4\%$ y valores del coeficiente de reducción de fuerza sísmica $R = 1$ y $R = 4$

principal, ubicada mayoritariamente en la zona de Jefes de Estado, y otra entre el edificio de entrada y el edificio principal en la zona del lateral destinado a oficinas.

Los criterios establecidos por la normativa argelina antisísmica [3] establecen un límite de deformaciones horizontales relativas de una planta frente a la inmediata inferior bajo acción del sismo de un 1% de la altura libre entre plantas.

Con este criterio de partida, se dimensionaron los sistemas de arriostramiento antisísmico de forma que los movimientos de cada edificio en cada planta no superasen estos valores.

La junta del restaurante presenta un movimiento total, suma de los movimientos de los dos edificios adyacentes, de +/-85 mm, con una apertura inicial de 100 mm, y la junta del nivel 3 del edificio de entrada con el de Oficinas de +/-220 mm con una apertura inicial de 250 mm, cumpliendo con holgura los límites establecidos por la normativa argelina.

Dichas juntas se resolvieron a nivel de pavimento y fachada con juntas flexibles con capacidad para asumir esos movimientos.

4. EL EDIFICIO RESTAURANTE

El restaurante es el edificio más sencillo desde el punto de vista estructural [4], con sólo una planta sobre el nivel de cimentación, con su cubierta a nivel de la planta baja de la plaza central de acceso al auditorio.

Las exigencias arquitectónicas de la propiedad, con requerimientos de gran amplitud de espacios diáfanos, con un número muy reducido de pilares, sólo 6 pilares en la zona principal del restaurante con $72 \times 36 \text{ m}^2$, obligó al empleo de dos alineaciones de grandes vigas armadas mixtas en la dirección Este-Oeste con 4



Figura 4. Vista de la estructura metálica de la cubierta del restaurante, apoyada en 6 pilares centrales

vanos continuos de $18 + 18 + 18 + 18 \text{ m}$ de luz, y con 1 m de canto, materializando la dirección perpendicular mediante una serie de vigas HEB-400 mixtas conectadas al forjado superior con vanos de $12 + 12 + 12 + 9 \text{ m}$ (Figura 4).

El forjado de la cubierta del restaurante se materializa mediante un forjado mixto continuo flectando entre correas, con 6 m de luz, equidistantes cada 3 m, que se articulan en sus extremos a los perfiles principales mixtos, que en el restaurante son los referidos HEB 400 mixtos con vanos de 12 m. El forjado mixto se materializa mediante una chapa nervada y losa superior armada, similar al empleado en el resto de edificios de la actuación (Figura 5).

La Figura 6 muestra el detalle de la ejecución del forjado mixto de la cubierta del restaurante, con los inicios de la fase de hormigonado en primer plano, y la vista del forjado materializado por la chapa nervada con la ferralla de la losa preparada para ser hormigonada.

El arriostramiento sísmico de la única planta rectangular sobre rasante ($72 \times 36 \text{ m}^2$) del edificio del restaurante se ha resuelto mediante la disposición de 4 pantallas metálicas dobles de cruces de San Andrés [2], 2 pantallas en cada uno de los lados exteriores que son capaces de resistir la solicitud sísmica así co-

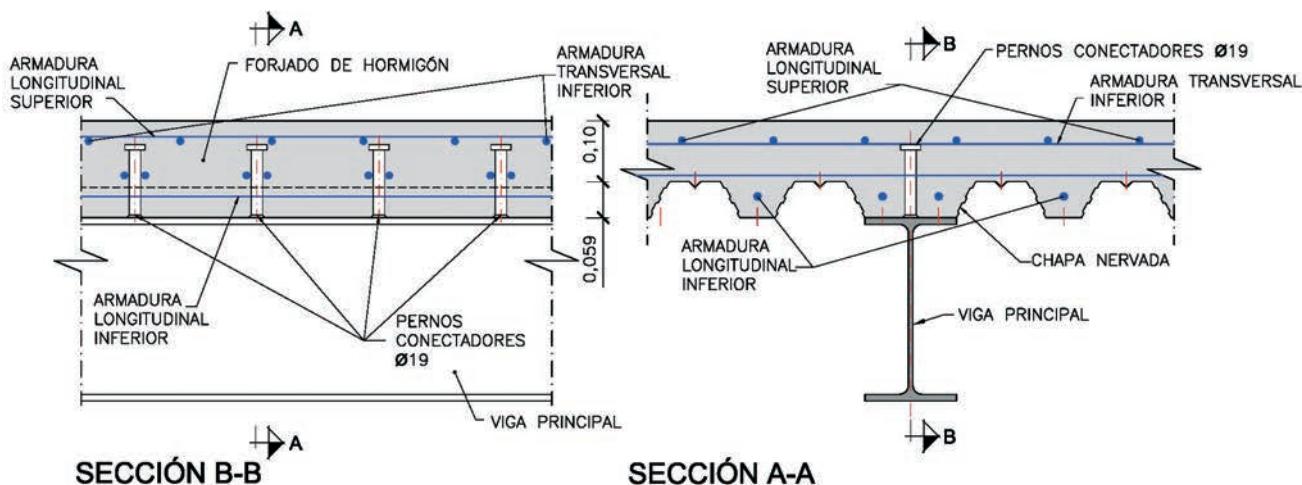


Figura 5. Esquema de forjados mixtos y detalle de viga principal mixta conectada al forjado



Figura 6. Vista de la cubierta del restaurante durante su ejecución

mo de absorber, gracias al gran brazo que separa las pantallas en lados paralelos, las posibles excentricidades accidentales de la masa oscilante que pudieran generar solicitudes de torsión.

5. LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO DE ENTRADA. EDIFICIO-PUENTE

El edificio de entrada, con un sótano, planta baja, tres plantas colgadas más una cubierta superior sobre el nivel de la rasante, presenta una geometría en planta de $72 \times 18 \text{ m}^2$, y está muy condicionado por cuestiones arquitectónicas. La necesidad de no disponer pilares o elementos verticales resistentes en la planta baja, para mantener un acceso diáfano a la plaza central de

acceso a los Palacios de Congresos y de Exposiciones, salvo en los extremos, y en la alineación de los dos núcleos centrales (Figuras 7 y 8), obligó a plantear una estructura superior de cuelgue más similar a la de un puente que a la de un edificio.

Los forjados tipo son mixtos, con correas separadas 3 m en la dirección Este-Oeste (dirección larga del edificio), como en el resto de edificios, y vigas principales mixtas de 9 + 9 m de luz, siendo las tres vigas principales de cuelgue del nivel 3 de 18 + 36 + 18 m de luz las que soportan la carga vertical de las plantas 1, 2 y 3 y la cubierta parcial superior (Figuras 8 y 9).

Estas grandes vigas armadas de cuelgue metálicas de 3 m de canto se apoyan en sus extremos en pilares metálicos verticales y en los dos grandes núcleos de



Figura 7. Vista del edificio de entrada apeado durante la ejecución. Forjados de niveles 1 y 2 ejecutados



Figura 8. Vista del edificio de entrada apeado con las vigas de cuelgue del nivel 3 ejecutadas



Figura 9. Vista del edificio de entrada concluido colgado

hormigón centrales. Estos núcleos (Figura 7) tienen sección cuadrada hueca en planta de $6,0 \times 6,0 \text{ m}^2$ y tabiques de 0,30 m de espesor de pared, alojan en su interior los ascensores y las escaleras de acceso al edificio y son los responsables de resistir prácticamente toda la carga vertical del edificio, así como de transmitir los esfuerzos horizontales del sismo, de gran magnitud, a las cimentaciones.

El edificio se ejecutó de manera convencional mediante la disposición de apeos provisionales entre la planta baja y la primera, mediante el método ascendente clásico (Figura 7), y al llegar al nivel 3, tras ejecutar la estructura superior de cuelgue, se engancharon los tirantes metálicos a las vigas superiores (Figura 8) mediante una articulación bulonada, y se realizó el desapeo y puesta en carga, cortando y retirando los puntales provisionales sobre la planta baja de manera progresiva secuencial controlada, invirtiendo el signo de los esfuerzos de los tirantes de cuelgue situados cada 6 m en tres alineaciones, que hasta ese momento habían trabajado temporalmente a compresión.

La Figura 9 muestra una imagen del edificio de entrada diáfano de pilares en los 18 + 36 + 18 m de luz entre núcleos.

6. EL EDIFICIO PRINCIPAL: EDIFICIOS DE JEFES DE ESTADO, DE OFICINAS Y EL AUDITORIO

El edificio principal del Palacio de Congresos se descompone por zonas según los usos en los edificios laterales de oficinas (al sur), el edificio de Jefes de Estado (al norte), y el gran auditorio (Figuras 1 y 2), que es el mayor edificio de la actuación. El auditorio presenta una gran fachada al lado Oeste, volada sobre una lámina de agua que nace bajo el escenario del auditorio, y que aloja el mayor mosaico del mundo, de 35 m de altura por 60 m de anchura, con unos 2100 m² de superficie, y que fue fabricado íntegramente en España, en Talavera de la Reina. El mosaico, con más de 55.000 azulejos, fue montado pieza a pieza "in situ" en la fachada Oeste del edificio (Figura 1). La fa-

chada del lado Este es por donde se sitúa la entrada principal del edificio, con acceso desde la plaza central.

La estructura de todos los edificios principales se ha planteado en general mediante pilares metálicos y forjados mixtos, materializados por vigas principales mixtas conectadas al forjado superior y correas metálicas, en general situadas cada 3 m, con luces de 6 m y en algún caso excepcional, por necesidades arquitectónicas, de hasta 9 m.

Debido a que existen muchas zonas con un gran número de singularidades y condicionantes arquitectónicos, donde la exigencia de ausencia de pilares obliga a alterar una malla ortogonal sencilla de pilares-vigas y correas con una cuadrícula de 6 × 6, es necesario establecer la estructura resistente mediante un gran número de vigas principales continuas, con diferentes luces, 6 m las más comunes, 9 m, 12 m, alguna viga de hasta 18 m de luz en el nivel 4 del edificio de Jefes de Estado, incluso una planta técnica completa del edificio de Jefes de Estado con cerchas trianguladas metálicas de 24 m de luz.

Los forjados de hormigón de 0,059 m (espesor de la zona nervada) más 0,10 m de espesor, se encofran mediante una chapa nervada que hace las veces de encofrado perdido, flectando con 3 m de luz, como la empleada en el restaurante y el edificio de entrada (Figura 5).

Las estructuras de hormigón se han reducido por tanto a las cimentaciones, muros perimetrales, algún núcleo resistente y el hormigón de los forjados mixtos.

6.1. Concepción de la estructura metálica mediante uniones atornilladas pretensadas

Toda la estructura se ha diseñado partiendo de un condicionante fundamental: la necesidad de proyectar, fabricar, transportar, y montar en un plazo muy reducido de tiempo un muy importante volumen de acero, empleando al máximo la prefabricación de la estructura en talleres en España, minimizando el peso y dimensiones de las piezas por razones de transporte marítimo desde la península a Orán, y evitando en la medida de lo posible las estructuras de hormigón "in situ" en la obra.

Todos estos condicionantes obligaron a plantear la estructura resistente de los edificios metálica con un planteamiento modular, para permitir la prefabricación en talleres españoles y materializar las uniones en obra "in situ" de pilares, vigas, y correas mediante uniones atornilladas, evitando la realización de soldaduras "in situ" a los mínimos casos imprescindibles.

La condición de zona de alta sismicidad obligó a plantear soluciones atornilladas con tornillos de alta resistencia (T.A.R.) pretensados (Figuras 10 a, b y c), con



Figura 10. Detalle de uniones atornilladas en vigas principales (a), articulación de una correa en su extremo (b) y uniones atornilladas de arriostramientos sísmicos (c)

uniones de categoría C resistentes al deslizamiento en Estado Límite Último, y bajo la acción accidental del sismo de cálculo, de forma que se evitara el riesgo de rotura frágil por cizallamiento de las espigas de los T.A.R., al estar simultáneamente solicitadas a los esfuerzos de cortadura por los elevados niveles de su tracción del apriete del tesado del tornillo.

En general, se han materializado uniones articuladas en correas, que trabajan de modo isostático (Figura 10 b), mientras que en las vigas principales continuas, las uniones permiten el trabajo en continuidad de los perfiles, transmitiendo no sólo cortantes sino también momentos flectores (Figura 10 a).

Dado el elevadísimo número de T.A.R. a apretar, con varias decenas de miles de elementos a unir en obra, resulta imprescindible minimizar la casuística de uniones con diferentes tipos de tornillos, tuercas, arandelas, etc., de manera que se puedan implementar con rapidez los necesarios procedimientos de apriete y su correspondientes planes de control.

Es muy importante recordar que el objetivo al pretensar una unión con T.A.R. es garantizar una fuerza de tesado en el tornillo, que no el par de apriete. El par de apriete induce un esfuerzo en la espiga del tornillo, el cual depende del diámetro del tornillo y de un coeficiente que evalúa el rozamiento entre los componentes de la parte que gira. Este coeficiente varía mucho según las condiciones de suministro de tornillos y tuercas. Así, para tornillos y tuercas ligeramente engrasados ese coeficiente es 0,18, mientras que si los tornillos están sucios u oxidados puede llegar a valer 0,40, y en cambio si están muy engrasados podría llegar a 0,09.

Como puede observarse, la variación del coeficiente de rozamiento es muy importante según sean las condiciones de engrasado de tornillos y tuercas. Si se procede a realizar el pretensado utilizando el valor del par de apriete indicado por las normas (Eurocódigo [5] o EAE [6]), pensando en unas condiciones de normalmente engrasado con $K = 0,18$, puede suceder que si el coeficiente realmente vale 0,09, se obtenga un pretensado doble del estimado, sobreestimando los tornillos al rozar menos de lo previsto el conjunto, pudiendo al-

canzarse incluso la rotura del tornillo por exceso de tensión; mientras que si $K = 0,36$ se obtendrá un pretensado del orden de la mitad del teóricamente previsto, reduciendo drásticamente la capacidad de la unión, dejándola infratresada y en una situación de riesgo de rotura frágil en la hipótesis de sismo de cálculo, al producirse el seguro deslizamiento de la unión.

Todas las normas de control de ejecución de estructuras metálicas, y en particular las que tratan el control del apriete de uniones atornilladas pretensadas mediante T.A.R. (EAE [6], o UNE-EN 1090-2 [7]), exigen la elaboración de un procedimiento ensayado y del correspondiente programa de control, particularizado para cada tipo de uniones, entendiendo como tal aquél en el que varían alguna de las siguientes circunstancias:

- fabricante o suministrador;
- diámetro o tipo de tornillo;
- tipo de tuerca;
- tipo de arandelas;
- número, tipo, ubicación y posición relativa de las diferentes arandelas (normales, arandelas indicadoras de tensión, etc.);
- tipo de agujeros (estándar o rasgados);
- clase, tipo o suministrador del lubricante;
- condiciones del estado de las superficies de los elementos a apretar o de la lubricación o estado del fletado de las espigas de los tornillos;
- tipo de llave o sistema de apretado a realizar.

En base a la experiencia de IDEAM en el proyecto del edificio colgado "Parc de Recerca Biomèdica" en Barcelona [8], se propuso a OHL que en todos los casos se emplearan arandelas indicadoras de tensión (D.T.I. = Direct Tension Indicator) para asegurar, mediante un procedimiento de tesado controlado, siguiendo los protocolos establecidos en la normativa argelina, similares a los actuales de la normativa española e internacional de con-



Figura 11. Imagen del apriete de una de las uniones atornilladas con T.A.R. pretensados mediante el empleo de arandelas D.T.I.

trol de ejecución (EAE [6] y UNE-EN 1090-2 [7]), que se garantizase la fuerza de tesado en cada tornillo, calibrando el par de apriete a aplicar en cada unión, con la fuerza de tesado requerida en los tornillos, con un protocolo de control mediante el empleo de las arandelas indicadoras de tensión que facilitase las labores de control y aceptación del apriete realizado.

Las arandelas indicadoras de tensión (D.T.I.) tienen unos resaltos [8] que al alcanzar la fuerza de tesado del T.A.R. se reducen hasta un límite que indica el correcto apretado del tornillo. Mediante este método hay un doble control, el propio de las arandelas indicadoras de tensión, comprobando la holgura en el espacio entre resaltos, y mediante el control del par de apriete, controlado con los ensayos de calibración del sistema previos.

Una vez se realizaron las pruebas y protocolos necesarios previos, esta decisión ha permitido montar la estructura metálica del Palacio de Congresos, de unas 7.900 t de acero, como un mecano, en un periodo me-

nor de un año aplicando unos sencillos protocolos de apriete y control (Figura 11).

6.2. Planteamiento resistente frente al sismo del conjunto auditorio, Jefes de Estado y oficinas

El esquema resistente frente al sismo de los edificios principales se resuelve mediante pórticos o pantallas de arriostramiento compuestas por cruces de San Andrés materializadas por perfiles metálicos (Figuras 12 y 13), y se han dispuesto en las zonas compatibles con la arquitectura, donde no existen afecciones a grandes ventanas, que condicionan muchas de las zonas exteriores del edificio (ver Figura 11), zonas con huecos o patios entre edificios, y salvando las entradas principales a los edificios, por lo que los grandes pórticos de arriostramiento o las pantallas de arriostramiento de las esquinas quedan siempre ocultos tras los paneles de revestimiento de las fachadas.

La estructura del arriostramiento sísmico del conjunto formado por los edificios de Jefes de Estado y oficinas, situados a ambos lados del auditorio, fue proyectada como un único cuerpo, independizando sus movimientos de los edificios adyacentes mediante juntas.

Para el diseño de la estructura resistente frente al sismo se plantearon, por una parte, 4 grandes pórticos formados por módulos en cruz de San Andrés, y por otra parte varias pantallas individuales o de esquina, también modulares, en aquellas zonas en las que la transmisión de fuerzas hasta los pórticos principales resultaba más compleja. Todos estos elementos de rigidez frente al sismo se representan en color amarillo en la Figura 12.

De los 4 pórticos o pantallas principales, 3 se agrupan en torno a la caja principal del auditorio (en los ejes

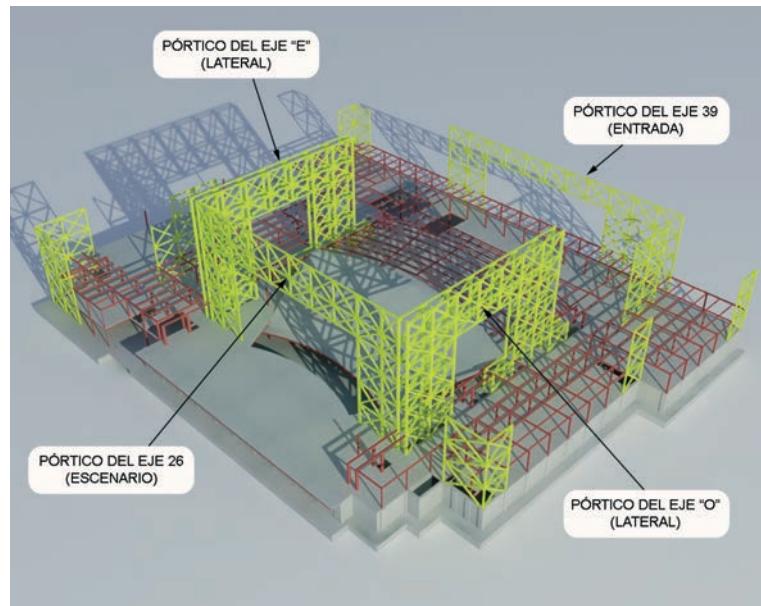


Figura 12. Esquema de los pórticos principales de arriostramiento sísmico



Figura 13. Vista de la caja central del auditorio durante la construcción

E y O para recoger el sismo de dirección Este-Oeste, y en el eje 26, sobre el escenario, para recoger el sismo de dirección Norte-Sur), mientras que el último gran plano de rigidez se encuentra en la fachada de entrada al auditorio (Eje 39) (Figuras 12 y 13).

Los forjados de las plantas 1 a 6 de los edificios laterales de Jefes de Estado y de oficinas transmiten las cargas horizontales debidas a la solicitud sísmica, mediante esfuerzo rasante, a los módulos de arriostramiento a través de la conexión mixta con la losa de los forjados mediante pernos conectadores colocados en los montantes horizontales de los grandes pórticos de arriostramiento.

Para los graderíos intermedio y alto, puesto que están constituidos por forjados inclinados que no permiten la conexión a rasante con el sistema de arriostramiento modular, se ha concebido un mecanismo de transmisión de fuerzas sísmicas a través de los forjados de las plantas contiguas. Así, el graderío intermedio se conecta a los forjados de la 1^a y 2^a planta, y son éstos los que transmiten hasta los pórticos la solicitud sísmica; de manera similar, el graderío superior transmite la carga sísmica al forjado de planta 4^a, y éste a su vez a los arriostramientos. El graderío inferior, como se explica más adelante, se arriostra frente al sismo mediante sus propios pórticos de arriostramiento con cruces de San Andrés.

Las pantallas de arriostramiento de los pórticos principales (Figuras 12 y 13) se cimientan, en el nivel de la planta 0, sobre cuatro grandes muros perimetrales de hormigón armado. La transmisión de fuerzas horizontales a los muros se realiza mediante un primer montante horizontal en cada módulo (Figura 11), que se conecta mediante pernos a la cabeza de los muros. La transmisión de fuerzas verticales en aquellos pilares de pórticos o pantallas que bajo la acción del sismo quedan ligeramente en tracción se realiza mediante armadura pasiva. Esta armadura se suelda en taller a las alas de los perfiles que forman los pilares verticales del pórtico, y en la parte inferior se aloja en vainas que se inyectan posteriormente con mortero de alta resistencia en los muros perimetrales.



Figura 14. Vista de la estructura del auditorio durante su construcción

El resto de pantallas que no se apoyan sobre muros se cimientan sobre zapatas corridas en toda la longitud del módulo. Como ya se ha adelantado, todas las zapatas, tanto de elementos sismorresistentes como de pilares individuales, se arriostran entre sí mediante una losa que, enrasada con la cara superior de las zapatas, actúa como gran diafragma de rigidez frente a esfuerzos horizontales, así como de losa del nivel inferior.

Para facilitar las uniones mediante T.A.R. pretensados en los elementos de los pórticos de arriostramiento frente al sismo, se han diseñado los arriostramientos alineando, en un mismo plano, las alas de los perfiles metálicos empleados en pilares, montantes y diagonales.

La transmisión de esfuerzos axiales entre perfiles de los arriostramientos se realiza mediante el uso de un doble cubrejuntas en cada ala del perfil, dejando el alma de los mismos sin conectar (Figura 11). Los pilares de los arriostramientos sísmicos quedan siempre en compresión incluso bajo la acción concomitante del sismo horizontal y vertical especificada en la norma argelina [3], lo cual ha permitido diseñar las uniones entre diferentes tramos de pilares mediante chapas de testa, ensambladas mediante tornillos de alta resistencia pretensados en el caso de pilares de arriostramiento sísmico y sin pretensar en el caso de pilares normales que no forman parte de los pórticos de arriostramiento.

La cubierta del auditorio, formada por cerchas metálicas dobles de 60 m de luz que se describen más ade-



Figura 15. Vista del pórtico de arriostramiento del eje O



Figura 16. Vista del pórtico de arriostramiento del eje 26 sobre el escenario del auditorio

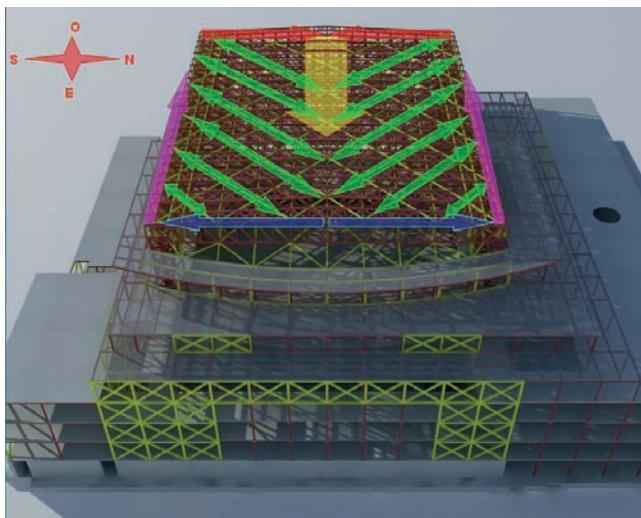
lante con más detalle, se proyectó para que su comportamiento, de cara a la acción sísmica, fuera el de un gran diafragma rígido que compatibilizara movimientos en las pantallas de arriostramiento sobre las que se apoya (Figuras 17 y 18). Con este propósito se diseñó un sistema doble de celosías horizontales en el nivel del cordón inferior y en el del cordón superior de las cerchas, que permite transmitir la solicitud sísmica hasta sus apoyos. Las cerchas cuentan con un sistema de tetones que se apoyan, mediante aparatos de neopreno zunchado, en los topes metálicos de las pantallas principales de arriostramiento de los ejes laterales E y O (Figuras 12, 14 y 15) y en el pórtico de rigidez sobre el escenario del gran auditorio (Eje 26, Figuras 12 y 16), y que permite una transmisión directa de las fuerzas horizontales.

Para transmitir la solicitud horizontal de sismo en la dirección Este-Oeste (Figura 17), los dos planos de rigidez de la cubierta transmiten las fuerzas a los pórticos de ejes E y O (Figura 15), mientras que la transmisión del sismo en la dirección Norte-Sur (Figura 18) se transmite al pórtico del eje 26 sobre el escenario (Figura 16) y al pórtico de la fachada principal de entrada del edificio del auditorio en el Eje 39 (Figura 18),

recurriendo a un mecanismo de transmisión de esfuerzos en cascada: la transmisión de fuerzas horizontales se realiza de manera progresiva, desde el nivel de cubierta hasta los forjados de plantas 5^a, 4^a, y 3^a mediante módulos de arriostramiento independientes, y recogiendo el par que se produce al transmitir carga hacia un nivel inferior mediante los pilares de la estructura (Figura 18).

El pórtico de la fachada de entrada al auditorio, situado en el eje 39 (Figuras 12 y 19), recibe asimismo gran parte de la solicitud sísmica de dirección Norte-Sur de los forjados de las plantas de los edificios de Oficinas y Jefes de Estado. Puesto que el pórtico paralelo ubicado en el frontal de la fachada del escenario, coincidiendo con el eje 26 (Figuras 12 y 16), está menos conectado a dichos forjados debido a los grandes espacios diáfanos que rodean al auditorio, la excentricidad de la solicitud sísmica con respecto al centro de rigidez de cada planta se recoge mediante un incremento de par entre las pantallas perpendiculares.

La gran fachada Oeste del auditorio, situada tras el escenario del mismo, tiene 60 m de anchura por 35 m de altura y su exterior queda recubierto por el mayor



Figuras 17 y 18. Esquema resistente frente al sismo de la cubierta y pórticos de arriostramiento, en la dirección Este-Oeste (Figura 17) y en la dirección Norte-Sur (Figura 18)

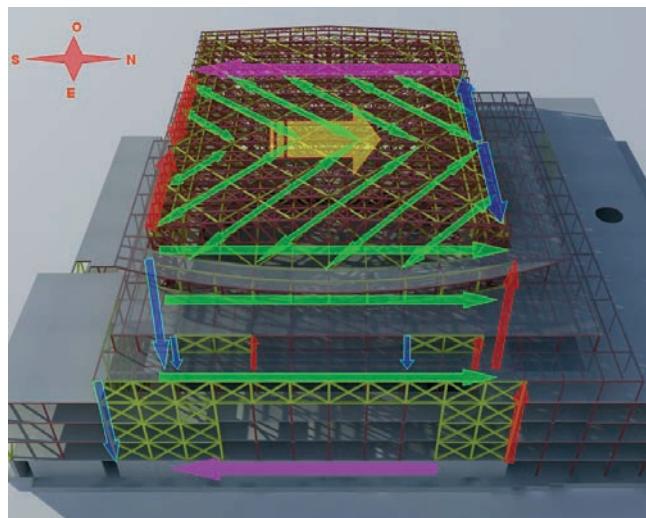




Figura 19. Vista de la estructura del pórtico de arriostamiento frente al sismo de la fachada de entrada del auditorio (eje 39)



Figura 20. Vista en primer plano del mosaico de la fachada Oeste del auditorio

mosaico de azulejos del mundo (Figura 20) como se ha descrito al inicio de este apartado, y vuela 2,10 m sobre una lámina de agua de 60 m de ancho por 36 m de largo bajo la cual se ubican, en un sótano bajo el nivel de calle, los depósitos y aljibes del conjunto del Centro de Convenciones.

La estructura portante de dicha fachada volada se resolvió mediante un sistema de tirantes formados por perfiles HEB-300 que cuelgan la carga de la cercha extrema de la cubierta superior del auditorio (Figura 21). En este nivel se desvía la carga de tracción mediante el sistema de diagonales horizontales de la cubierta y se equilibra con un sistema trasero de pilares a compresión que descansan sobre los muros perimetrales que transmiten las cargas a la cimentación (Figura 21).

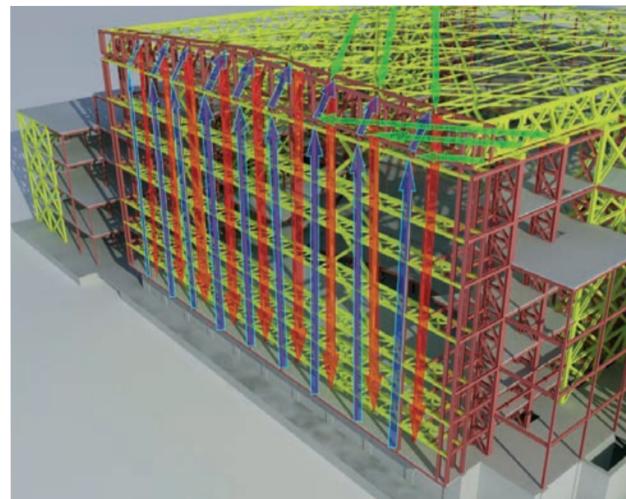


Figura 21. Esquema resistente de la fachada Oeste del auditorio colgada sobre la lámina de agua

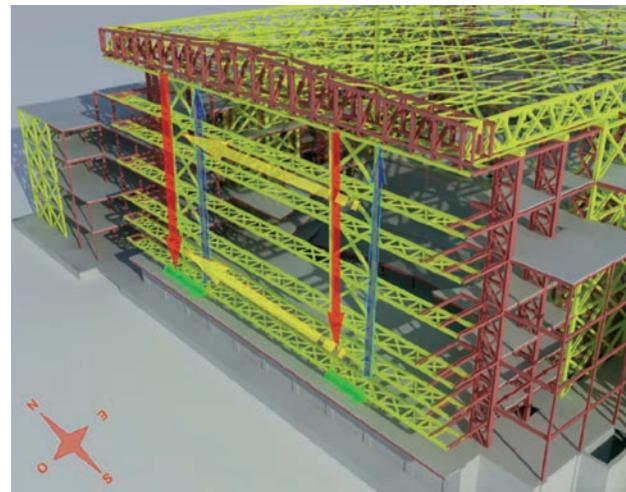


Figura 22. Esquema resistente de la fachada Oeste del auditorio, frente a un sismo Norte-Sur

Los soportes sismorresistentes de esta fachada son, por un lado, 6 celosías horizontales que sirven de paseo de servicio para la parte trasera del escenario

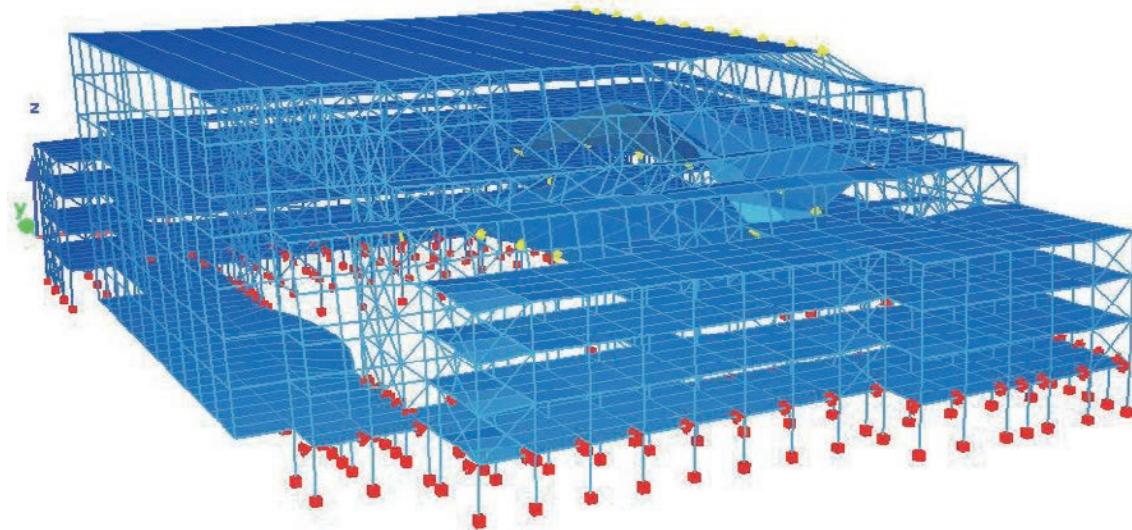


Figura 23. Modo de vibración Este-Oeste ($T = 0,85$ s). Esquema del modelo de cálculo

(Figura 22) y que transmiten las solicitudes del sismo de dirección Este-Oeste por flexión transversal hasta los pórticos sismorresistentes de los ejes E y O y por otro lado, frente al sismo de dirección Norte-Sur (Figura 22), 2 pantallas de rigidez verticales compuestas por módulos en cruz de San Andrés que se apoyan sobre el muro de cimentación del eje 23 en el borde interior del voladizo de la fachada. La excentricidad en planta entre la fachada colgada y estas pantallas se resuelve haciendo trabajar a flexión a las celosías horizontales que sirven de pasarela (Figura 22).

6.3. Criterios de diseño por capacidad y demanda

Para el diseño de los sistemas de arriostramiento sismorresistentes mediante módulos metálicos en cruz de San Andrés, se consideró un comportamiento inelástico disipativo de la estructura. De acuerdo a la norma sísmica argelina [3] y a los criterios establecidos por el Eurocódigo 8 [9] para este tipo de arriostramiento, se tomó un factor reductor de la fuerza sísmica de $R = 4$ frente a la solicitud correspondiente a un comportamiento puramente elástico.

La distribución uniforme de las pantallas de arriostramiento sismorresistente permitió que la acción sísmica se concentrara principalmente en los dos primeros modos de oscilación, correspondientes a las direcciones Este-Oeste y Norte-Sur, para los que se obtuvieron períodos de oscilación de $T = 0,85$ s en la dirección Este-Oeste y $T = 1,10$ s en la dirección Norte-Sur. Las Figuras 23 y 24 muestran los esquemas de los modelos de cálculo con el primer modo de vibración en cada dirección principal.

El comportamiento elasto-plástico que conlleva la elección de un factor de ductilidad $R = 4$ y que actúa a modo de fusible limitando la inyección de fuerza sísmica en la estructura, se supuso concentrado en los elementos diagonales de los arriostramientos. En consecuencia, y siguiendo el planteamiento conceptual del diseño por capacidad, se dimensionaron los pilares para asegurar su comportamiento satisfactorio frente a una

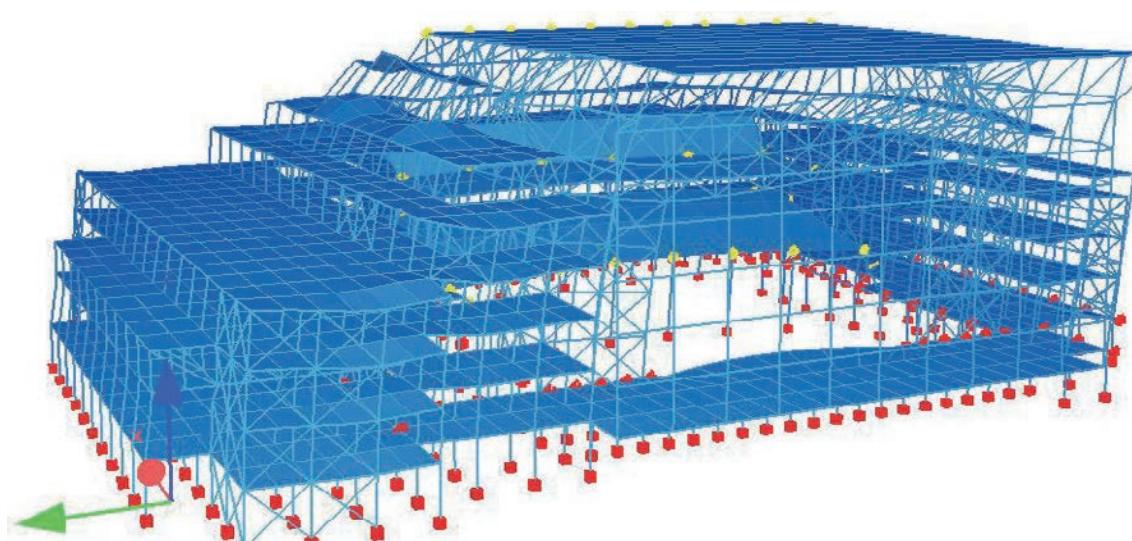
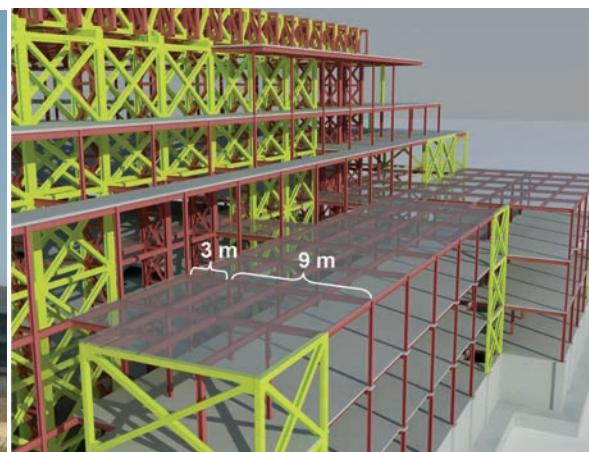
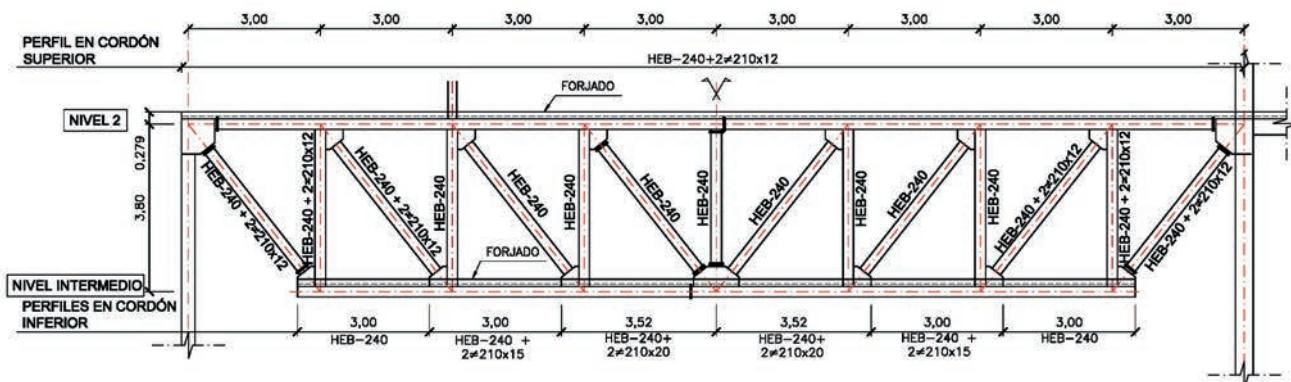


Figura 24. Modo de vibración Norte-Sur ($T = 1,10$ s). Esquema del modelo de cálculo



Figuras 25 y 26. Vista del edificio de oficinas a la derecha del auditorio (lado Oeste) y luces de vigas principales mixtas



eventual sobrerresistencia de las diagonales, que entrañaría un incremento de la solicitud axil de los pilares, protegiendo a éstos frente al comportamiento frágil que supondría su fallo por pandeo.

Un importante condicionante que dirigió en gran medida el diseño del sistema de arriostramientos es la limitación que impone la norma argelina [3] frente a desplazamientos horizontales relativos entre plantas, que debe ser inferior al 1% de la altura libre entre plantas bajo el sismo de rotura, a diferencia del Eurocódigo 8 [9] que exige que se cumpla este requisito bajo la acción del sismo en el estado de limitación de daños.

6.4. Descripción de los bloques laterales: edificio de oficinas y edificio de Jefes de Estado

El edificio de oficinas, situado al sur de la gran caja del auditorio (Figura 2), presenta 3 niveles sobre rasante y una cubierta de una planta técnica de instalaciones. Los forjados tipo se materializan por vigas mixtas de 3 + 9 m de luz y correas metálicas tipo, como en el resto de edificios separadas cada 3 m con 6 m de luz (Figuras 25 y 26). Los forjados son iguales a los del resto del edificio, materializados por una chapa nervada y una losa superior de hormigón.

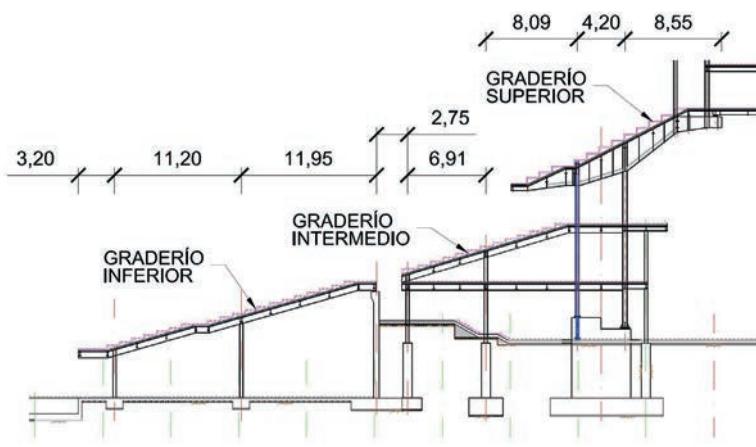
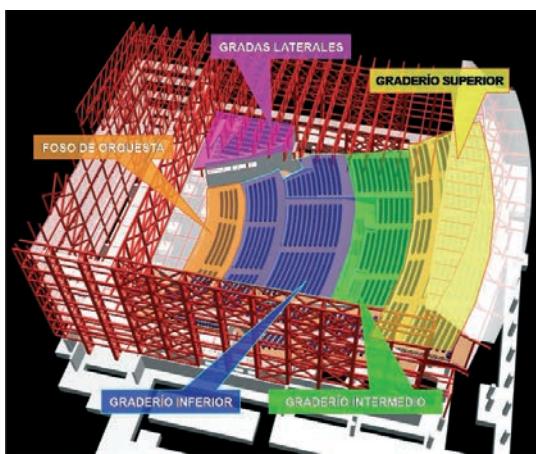
El edificio de Jefes de Estado, ubicado en el lado opuesto al de Oficinas, al norte del auditorio (Figura 2), se asoma al mar Mediterráneo en la parte alta del

acantilado donde se localiza el Palacio de Congresos (Figura 28). Se trata de un edificio con 4 niveles con varias singularidades que le diferencian de los forjados tipo de otras zonas. El forjado del nivel 1, sobre la cota de cimentación, es el más convencional con una malla de pilares en cuadrícula de 6 x 6 m, con vigas mixtas de 6 m de luz y correas isostáticas metálicas dispuestas cada 3 m con 6 m de luz.

La planta 1 presenta una exigencia arquitectónica de uso muy importante: la necesidad de salvar una zona diáfana de 60 m de longitud por 24 m de anchura sin pilares para permitir alojar en esa zona amplias salas



Figura 28. Vista del edificio de Jefes de Estado en ejecución



Figuras 29 y 30. Esquema de usos del auditorio y sección tipo de los graderíos inferior, intermedio y superior

de reuniones y aulas, impidiendo la ubicación de pilares en la luz de 24 m. Para lograr salvar esta importante luz, se ha diseñado una planta técnica, entre el nivel 3 y un nivel intermedio (Figura 27), que permite la disposición de cerchas isostáticas de 24 m y 3 m de canto situadas cada 6 m coincidiendo con los pórticos tipo de modulación del edificio (Figuras 27 y 28).

Sobre el nivel 3 se sitúa una gran sala destinada a reuniones de Jefes de Estado, sala que da nombre al edificio lateral. Las lógicas necesidades de amplitud de espacios libres obligan a evitar pilares sobre el nivel 3 en otra zona de 60 m de longitud por 18 m de anchura condicionando la estructura metálica del forjado del nivel 4, que hace las veces de cubierta de este edificio, sobre la sala de Jefes de Estado. Esta importante luz se salva con vigas mixtas isostáticas materializadas por vigas metálicas armadas de 18 m de luz (Figura 29) conectadas a los forjados mixtos tipo, con correas isostáticas situadas cada 3 m con 6 m de luz, como en el resto de edificios. Estas vigas mixtas se disponen cada 6 m coincidiendo con los pórticos del edificio en la dirección Norte-Sur.

6.5. La estructura del suditorio y sus graderíos

El gran auditorio central se trata del cuerpo principal del edificio, y geométricamente es un volumen de 60 m

de anchura por 96 m de longitud, enmarcado por las 4 pantallas-pórtico resistentes frente al sismo descritas en apartados anteriores, que aloja el escenario, un foso para la orquesta, y un graderío del gran auditorio con capacidad para 3.000 personas (Figura 32), junto con una serie de forjados destinados a salas, accesos y comunicaciones entre edificios. Las Figuras 30 y 31 muestran una imagen esquemática del auditorio con las diferentes zonas y una sección por el eje de los graderíos inferior, intermedio y superior.

La Figura 31 muestra una vista de la ejecución de los graderíos materializados con estructura metálica y mixta de manera similar a los forjados tipo del resto de edificios.

Los forjados inclinados del graderío inferior y del graderío intermedio se materializan mediante vigas armadas mixtas con 550 mm de canto, según los 6 ejes radiales del auditorio. El graderío inferior tiene unas luces de 3,2 m en vuelo sobre el foso para la orquesta + 11,20 m + 11,75 m, mientras que el graderío intermedio presenta unas luces de 9,6 + 9,6 m. Transversalmente, siguiendo una geometría circunferencial se disponen en ambos graderíos correas isostáticas mixtas (perfiles IPE-400 mixtos) dispuestas con separaciones menores de los 3 m uniendo las vigas principales de los dos graderíos.



Figuras 31 y 32. Vista de la ejecución de los graderíos y del gran auditorio con capacidad para 3.000 personas concluido

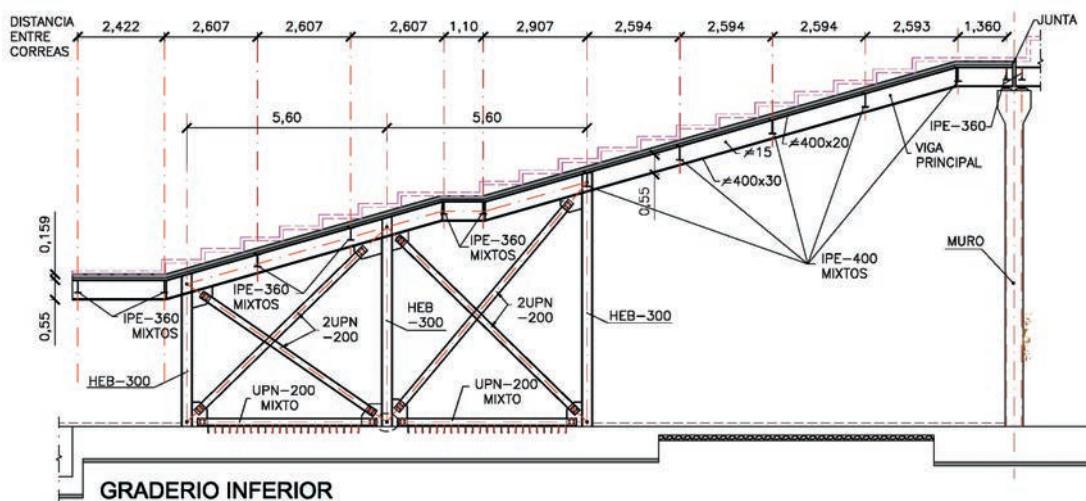


Figura 33. Arriostramientos sismorresistentes del graderío inferior

El graderío inferior del patio de butacas se ha concebido como una estructura independiente y aislada del resto del auditorio. Su sistema de arriostramiento sísmico consiste en dos núcleos rectangulares de pantallas metálicas en cruz de San Andrés, cimentados directamente sobre las zapatas corridas del auditorio, y ubicados en aquellas posiciones donde no interfiere con las instalaciones del edificio (Figuras 33 y 34).

Los centros de ambos núcleos se encuentran separados entre sí una distancia de 24 m, lo cual les permite absorber los eventuales efectos de torsión por diferencia de solicitación entre núcleos.

Las 6 vigas principales radiales del graderío superior, son vigas armadas mixtas de canto variable, que se apoyan en dos alineaciones de pilares y presentan un voladizo hacia el lado del escenario de unos 5,90 m y otro gran vuelo trasero, sobre el que se apoyan los niveles 4 y 5 de los forjados de la zona Este del auditorio, con casi 8,6 m de vuelo (Figuras 34 y 35). Estas grandes vigas funcionan como un gran balancín con dos vuelos muy descompensados, con además mucha mayor carga en la zona trasera de mayor vuelo que en la delantera debido al apoyo de los forjados de los niveles 4 y 5, al existir un gran hueco con 5 al-



Figura 34. Vista de los arriostramientos durante la ejecución

turas, a modo de gran espacio diáfano sobre el Hall de entrada al Palacio de Congresos, desde la plaza.

Esta descompensación haría que la alineación de pilares delantera estuviera en tracción; para evitarla, se pretendió con barras de acero de alta resistencia, dejando el pilar siempre comprimido hasta su empotramiento en la cimentación, sin modificar el detalle tipo



Figura 35. Vista trasera de las vigas principales del graderío superior

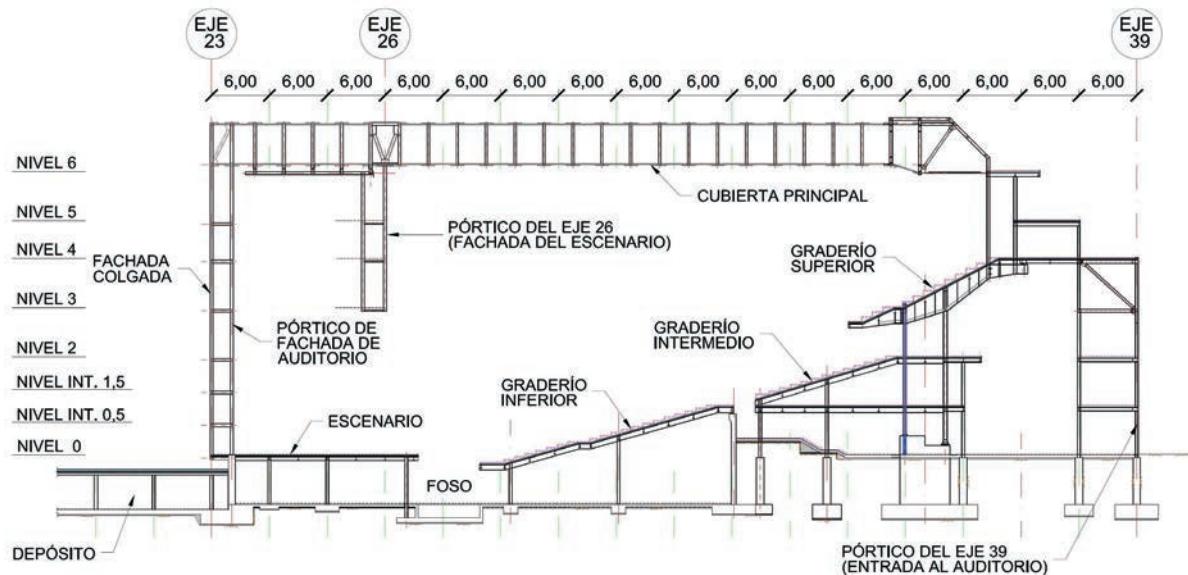


Figura 36. Corte por el eje del auditorio y vista de la cubierta

de unión entre tramos de pilares mediante chapas de testa.

7. LA CUBIERTA PRINCIPAL DEL AUDITORIO

La cubierta principal del auditorio presenta una luz de 60 m y se resuelve mediante la disposición de 13 grandes cerchas metálicas (Figuras 36 y 37) de canto variable formada por perfiles HEB en cordones y diagonales y perfiles IPE en los montantes verticales.

El canto de las cerchas entre ejes de cordones es de 2,70 m en los apoyos y de 4,20 m en el centro del vano. Cada cercha se compone de una celosía doble con separación entre los cuchillos de cada celosía de 3 m, lo que hace que al estar las cerchas separadas entre ejes 6 m, siempre haya un cuchillo de una celosía en



Figura 37. Vista de la cubierta prácticamente concluida



Figura 38. Vista de la cubierta durante la ejecución del ripado

la cubierta cada 3 m, de forma que los perfiles de arriostramiento de cerchas sean todos de 3 m de luz.

Arriostrando las cerchas de la cubierta se disponen unas triangulaciones en el plano superior e inferior de los cordones de las celosías que transmiten los esfuerzos horizontales del viento y sismo a los dos grandes pórticos de respuesta frente al sismo, como se ha descrito previamente.

Como se trata de elementos de grandes dimensiones, cada celosía se fabricó en los talleres de España en tres módulos de unos 20 m cada uno, realizando las uniones de perfiles soldadas en taller para posteriormente ensamblarlos en obra antes de su izado, mediante uniones atornilladas con T.A.R. pretensados.

El proceso constructivo de la cubierta del auditorio se realizó mediante el izado de cada cercha de manera independiente con grúas y posterior ripado lateral para ir así sucesivamente izando, arriostrando y ripando la cubierta cada vez con una cercha más en su posición hasta llegar a la última (Figura 38). De esta manera se logró realizar el izado siempre desde la zona Oeste, sobre la zona destinada a la lámina del agua, con mejor acceso y mayor espacio para realizar el acopio inferior de las cerchas, así como con mejores condiciones para el posicionamiento de las grúas necesarias para el izado, apeando el forjado de la cubierta del aljibe para permitir el acceso a las grandes grúas y poder realizar así el izado siempre desde la misma posición.

8. CONCLUSIONES

El proyecto y la ejecución de los edificios de la actuación del complejo del Palacio de Congresos de Orán, con una superficie total construida de unos 69.000 m² y cerca de 7.900 t de acero estructural, ha supuesto un reto ingenieril al realizarse el proyecto de la estructura a medida que se iba desarrollando el proyecto de arquitectura y se ejecutaban los edificios en la modalidad de Fast-Track.

Las singularidades de los edificios, fuertemente condicionados por las importantes solicitudes sísmicas locales, junto con los requerimientos arquitectónicos de zonas amplias diáfanas para restaurantes, salas de reuniones, aulas, zonas de acceso, lucernarios y vestíbulos de comunicaciones, han obligado a realizar un diseño estructural compatible con las exigencias, con áreas con grandes luces rompiendo las zonas típicas de luces de 6 y 9 m, llegando hasta los 18 y 24 m de luz en determinados forjados y hasta los 60 m de luz en la cubierta principal del auditorio.

La obligada rapidez de ejecución, dados los muy reducidos plazos exigidos por la propiedad, sólo pudo ser compatible con la prefabricación integral de la estructura metálica en España, y su transporte hasta Orán en módulos fácilmente transportables, para ejecutar en obra las uniones mediante tornillos de alta resistencia pretensados.

REFERENCIAS

- [1] MILLANES, F.; MATUTE, L.; ORTEGA, M. "Palacio de Congresos de Orán". *ACIEstructuras*, 2010, nº 29, noviembre, p. 46-49.
- [2] MILLANES, F.; MATUTE, L.; ORTEGA, M.; GORDO, C.; AGUIRRE, M. "Diseño antisísmico de la estructura del Palacio de Congresos de Orán". *Congreso Internacional de Estructuras. V Congreso ACHE*, 25 a 27 octubre de 2011, Barcelona. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2011. ISBN:978-84-89670-73-0
- [3] *Règles Parasismiques Algériennes. RPA 99/Version 2003*. Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Centre national de recherche appliquée en génie-parasismique. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C. 2.46.
- [4] MILLANES, F.; MATUTE, L.; ORTEGA, M.; GORDO, C.; AGUIRRE, M. "La estructura del Palacio de Congresos de Orán". *Congreso Internacional de Estructuras. V Congreso ACHE*, 25 a 27 octubre de 2011, Barcelona. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2011. ISBN:978-84-89670-73-0.
- [5] *EN1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.8. Design of Joints*. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [6] *EAE: Instrucción de Acero Estructural*. Aprobada por Real Decreto 751/2011 de 27 de mayo de 2011. BOE 23-06-2011.
- [7] *UNE-EN1090-2: Ejecución de estructuras de acero y aluminio. Parte 2: Requisitos técnicos para la ejecución de estructuras de acero*. Madrid: AENOR, 2011.
- [8] ORTEGA, M.; BORDÓ, E.; PASCUAL, J.; MILLANES, F. "Estructura colgada del edificio "Parc de Recerca Biomèdica" en Barcelona". *Hormigón y Acero*, 2005, nº 237, p. 25-39.
- [9] *EN 1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Propiedad: Sonatrach

Constructora: OHL

Dirección Técnica:

Pedro Ayuso, Manuel Alpañés

Dirección Técnica Internacional:

Carlos Bosch, Mauricio Aguirre, Natacha Chernova

Arquitectura: José María Fernández Fernández-Isla, Enrique José Martínez de Angulo

Proyecto de la Estructura y Asistencia Técnica a la Constructora: IDEAM S.A.

Francisco Millanes, Luis Matute, Miguel Ortega, Carlos Gordo, Pedro Atanasio,

Juan José Laso, Fernando Ruano

Particularidades en el diseño de torres eólicas

Special features in the design of concrete wind towers

Carlos Ríos Frutos⁽¹⁾, Juan Carlos Arroyo Portero⁽¹⁾, Alberto Costaguta Regueira⁽¹⁾, Víctor Manuel Sierra García⁽¹⁾ y Elia María Pérez García⁽¹⁾

Recibido | Received: 13-12-2011

Aceptado | Accepted: 06-07-2012

Resumen

En este artículo se presentan las particularidades que, desde el punto de vista de la ingeniería estructural civil, caracterizan el proyecto de construcción de estructuras de soporte para aerogeneradores *onshore*. A tal efecto, se describen los puntos críticos en el diseño de dichas estructuras, muchos de los cuales suponen una novedad en el campo de la obra civil. El artículo se centra principalmente en la tipología de torre híbrida de hormigón prefabricado y acero, ilustrando la exposición con diversas figuras del parque eólico de cuatro torres híbridas para aerogeneradores de 3 MW de potencia y 100 metros de altura de buje proyectado por los autores en Hamina, Finlandia. Dichas torres están en servicio satisfactoriamente desde Septiembre de 2010.

Palabras clave: energía eólica, aerogenerador, hormigón, fatiga, postesado.

Abstract*

In this article, the specific features of the structural design of support structures for Wind Energy Converters (WEC) are described. For this, special attention is paid to the critical design issues, which are, in most cases, new in the civil engineering field. The text is specially focused in the hybrid prefabricated concrete-steel tipology, illustrating the exposition with several pictures of the Hamina Wind Park, Finland, where the authors designed four 3 MW WEC's with 100.0 meters hub height. These towers are satisfactory running since September 2010.

Keywords: wind energy, wind turbine, concrete, fatigue, posttensioning.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 100 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

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

Persona de contacto / Corresponding author: crios@calter.es

1. INTRODUCCIÓN

La energía eólica es una realidad en nuestro país y en muchos otros y es muy probable que cobre aún más importancia en los próximos años. En el desarrollo futuro de la misma la ingeniería estructural civil cobrará cada vez más importancia. Y esto es así porque lo utilizado hasta ahora, torres tubulares metálicas, que eran diseñadas por ingenierías pertenecientes al sector industrial, hoy en día empiezan a resultar inviables. Las potencias de los aerogeneradores aumentan, las alturas de buje empiezan a ser muy importantes, la transportabilidad de los segmentos tubulares de acero prácticamente imposible y las resonancias difíciles de evitar. El hormigón surge como alternativa clara, principalmente prefabricado, y los ingenieros estructurales civiles en el campo del hormigón cobran protagonismo. En este artículo se pretende dar una visión, entre lo general y lo particular, del proceso de diseño estructural de las torres de soporte para aerogeneradores que los autores han desarrollado en los últimos años. El texto se centra en lo que, en opinión de los autores, es el futuro, torres prefabricadas de hormigón, tanto híbridas hormigón-acero (Figura 1) como enteras de hormigón, para grandes potencias y alturas de buje.

2. ACCIONES. HIPÓTESIS DE CARGA O DESIGN LOAD CASES (DLC)

Las acciones a tener en cuenta en el diseño de aerogeneradores, cuyas diferentes combinaciones definen



Figura 1. Torre eólica en Hamina, Finlandia

los correspondientes Design Load Cases (DLC) o casos de carga de cálculo a utilizar en las verificaciones estructurales de todos los elementos de un aerogenerador, se especifican claramente en la normativa del IEC, [1], así como en las diferentes guías de diseño indicadas en las referencias, ampliadas respecto a [1]. En lo que sigue se utilizan principalmente las referencias [2] y [3], correspondientes a las guías de diseño de la Germanischer Lloyd, ediciones de 2003 y 2010.

Plantear un análisis detallado de las diversas acciones y casos de carga de diseño (DLC) considerados en el cálculo no es objeto de este artículo, debido a la extensión de dicho análisis y la complejidad no solamente de la acción principal, esto es, el viento, sino también de las originadas por el comportamiento mecánico de rotor y turbina

Previamente a una breve descripción de los DLC a considerar, se desea indicar que, aunque su conocimiento es fundamental, el cálculo de los esfuerzos es difícilmente abordable con los medios habituales de una ingeniería estructural civil. La incidencia estructural del comportamiento mecánico de rotor y turbina, particular de cada marca comercial, de los fenómenos aeroelásticos y la necesidad de análisis dinámicos en el dominio del tiempo que generan una ingente cantidad de series temporales de esfuerzos son algunos de los motivos por los que el cálculo de esfuerzos cae fuera del ámbito de una ingeniería civil estándar.

Por lo tanto en este artículo se asume la dependencia que el ingeniero estructural de la torre tiene de un tercero, generalmente una ingeniería especializada o el propio fabricante de la turbina, en cuanto a la obtención de esfuerzos¹, sin perjuicio de análisis simplificados, generalmente en la fase inicial, y de la consideración específica de algunos fenómenos, por ejemplo efectos de 2º orden en caso de pretensados elevados.

Las acciones que intervienen en la definición de los DLC son principalmente el viento, el comportamiento mecánico y dinámico de los elementos móviles del aerogenerador y su fallo, y otros que se podrían calificar de secundarios, como efectos térmicos, formación de hielo, transporte, montaje, y sismo (que evidentemente puede ser determinante en regiones de alta sismicidad).

Resumiendo y con un enfoque propio, se pueden clasificar y analizar las acciones y los DLC resultantes de la siguiente manera.

- Definición de la acción de viento: a partir de la velocidad de referencia definida como la velocidad media en 10 minutos para un periodo de retorno

¹ Esta dependencia debería traducirse en colaboración estrecha, pero esto no siempre es así, lo que a veces coloca a la ingeniería de la torre en una situación no muy cómoda.

Tabla 1. Casos de carga (DLC). Adaptada de [2]

Situación de diseño	DLC	Codiciones de viento ¹	Otras condiciones	Tipo de análisis	Coeficientes parciales de seguridad
1. Producción de energía	1.0	NWP $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		U	N
	1.1	NTM $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		U	N
	1.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	1.3	ECD $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_r$		U	N
	1.4	NWP $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$	Fallo eléctrico externo	U	N
	1.5	EOG ₁ $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$	Pérdida de red	U	N
	1.6	EOG ₅₀ $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		U	N
	1.7	EWS $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		U	N
	1.8	EDC ₅₀ $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		U	N
	1.9	ECG $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_r$		U	N
	1.10	NWP $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$	Formación de hielo	F/U	*/N
	1.11	NWP $V_{hub} = V_r$ or V_{out}	Efectos de temperatura	U	N
	1.12	NWP $V_{hub} = V_r$ or V_{out}	Sismo	U	**
	1.13	NWP $V_{hub} = V_r$ or V_{out}	Pérdida de red	F	*
2. Producción de energía más fallo	2.1	NWP $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$	Fallo en el sistema de control	U	N
	2.2	NWP $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$	Fallo en el sistema de seguridad o avería eléctrica interna previa	U	A
	2.3	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	Fallo en el sistema de control o en el sistema de seguridad	F	*
3. Arranque	3.1	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	3.2	EOG ₁ $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		U	N
	3.3	EDC ₁ $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		U	N
4. Parada normal	4.1	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	4.2	EOG ₁ $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		U	N
5. Parada de emergencia	5.1	NWP $V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		U	N
6. En parada o en vacío	6.0	NWP $V_{hub} < 0.8 V_{ref}$	Possible sismo; ver sección 4.4.3.3	U	N/**
	6.1	EWM Periodo de retorno 50 años		U	N
	6.2	EWM Periodo de retorno 50 año	Pérdida de red	U	A
	6.3	EWM Periodo de retorno 1 año	Flujo oblicuo extremo	U	N
6. En parada o en vacío	6.4	NTM $V_{hub} < 0.7 V_{ref}$		F	*
	6.5	EDC ₅₀ $V_{hub} = V_{ref}$	Formación de hielo	U	N
	6.6	NWP $V_{hub} = 0.8 V_{ref}$	Efectos de temperatura	U	N
7. En parada o en vacío más fallo	7.1	EWM Recurrence period 1 year			
8. Transporte, izado, reparación y mantenimiento	8.1	EOG ₁ $V_{hub} = V_T$	Según especificaciones del fabricante	U	T
	8.2	EWM Periodo de retorno 1 año	Estado bloqueado	U	A
	8.3		Vibraciones transversales por desprendimiento de vórtices	F	*

* Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga (ver Sección 4.3.5.3 de [2]).

** Coeficiente parcial de seguridad para la acción sísmica (ver Sección 4.4.3.3 de [2]).

¹ Si no se define una velocidad de desconexión V_{out} , se deberá usar V_{ref} .

de 50 años, medida a la altura del buje, así como de los parámetros que definen la turbulencia correspondiente. [1], [2] y [3] clasifican las turbinas en función de los anteriores parámetros, con velocidades de referencia de 37,5 m/s (clase III) a 50 m/s (clase I).

- **Condiciones de viento (wind conditions):** las condiciones posibles son dos, en función de la probabilidad de ocurrencia de la acción de viento; normal, periodo de retorno de 1 año, y extrema, 50 años. Definido dicho periodo de retorno, se deben considerar diversos perfiles de viento y/o modelos de turbulencias, ráfagas, cambios de dirección del viento, etc. (NWP, NTM, ECD, EOG, etc.) donde la primera letra del modelo de acción de viento indica si las condiciones asumidas son normales (N) o extremas (E).
- **Situación de diseño (“design situation”):** las situaciones de diseño se especifican más detalladamente en la normativa (producción, encendido, parada, etc.), pero es importante tener en cuenta si en dicha situación de diseño se considera algún fallo o incidencia en el sistema de producción o de seguridad, lo que en la normativa o guías de diseño se especifican como “other conditions”.
- **Tipo de verificación estructural:** los diversos DLC son apropiados bien para la verificación de Estados Límites Últimos y de Servicio (U), para los Estados Límites de Fatiga (F), o para ambos.

Por último, pero no menos importante, estos DLC clasificados como (U) o (F) se clasifican a su vez en tres categorías, normal (N), anormal (A), y transporte e instalación (T). Esta última clasificación, (N), (A) o (T), define los coeficientes parciales de seguridad a utilizar, por ejemplo 1,10 desfavorable para los DLC tipo (A), 1,35 para los tipo (N).

Es importante tener claro que los DLC tipo (N) generalmente consisten en condiciones de viento normal y sin fallos en el sistema de producción o fallos menores o bien condiciones de viento extremas sin fallos. Los DLC tipo (A) implican condiciones de viento normales y fallos más graves en los sistemas de producción (incluyendo mecanismos de seguridad), o bien condiciones extremas de viento con o sin fallos.

En [3] se definen claramente los DLC correspondientes a situaciones cuasipermanente, frecuente y rara. En rotura, el DLC determinante no está definido, pudiendo ser tanto tipo (A) como (N).

De esta manera la normativa vigente define todos los DLC a considerar en el análisis de un aerogenerador, y de todos ellos el ingeniero civil ha de esperar recibir los esfuerzos correspondientes, bien mediante esfuerzos máximos y concomitantes a lo largo de la torre, bien mediante series temporales.

3. FRECUENCIAS

En el cálculo general de esfuerzos del aerogenerador, sometido a importantes acciones dinámicas, se ha de tener en cuenta la posible amplificación dinámica.

Una medida previa imprescindible para evitar que dicha amplificación sea resonante consiste en alejar la primera y segunda frecuencia propia del aerogenerador, entendido como el conjunto de cimentación, torre, turbina y rotor, de las frecuencias de paso de las palas en el rango de producción de energía, es decir en el intervalo de velocidades de rotación en situación de producción (hablamos siempre de rotores de tres palas de velocidad variable).

Las frecuencias de paso de las palas que han de considerarse son las de rotor, denominada 1P, y cierto número adicional de armónicos. En general basta considerar la frecuencia de paso de una pala individual, 3P.

En cuanto a las frecuencias propias del aerogenerador a considerar, [3] indica que han de tenerse en cuenta todas aquellas con un valor inferior a 1,2 veces la frecuencia 3P máxima en el rango operacional, aunque habitualmente basta con controlar las dos primeras.

La utilización de una herramienta llamada diagrama de Campbell permite visualizar las zonas de resonancia. En dicho diagrama se representan en abcisas las velocidades angulares (r.p.m.) del rotor, mientras que en ordenadas se representan las frecuencias propias (Hz) de todos los elementos del aerogenerador. Para utilizarlo efectivamente en primer lugar se trazan las rectas que representan las frecuencias del rotor 1P y 3P en función de su velocidad (rpm), que evidentemente pasan por el origen. A continuación se trazan las rectas verticales correspondientes a los valores máximo y mínimo de velocidad de rotación en producción y por último la primera y segunda frecuencias propias de flexión de la torre, representadas mediante rectas horizontales. Las rectas 1P y 3P se han de considerar con coeficientes de seguridad de 0,95 y 1,05, aunque en general los fabricantes de turbinas tienen criterios internos que elevan este margen de seguridad. A continuación se presenta el diagrama de Campbell para una turbina de 3MW, así como la frecuencia de la torre (Figura 2).

Mediante el diagrama se pueden determinar los rangos de frecuencias del aerogenerador que no interfieren con las de rotación de las palas. Para evitar dicha coincidencia hay varias posibilidades de diseño de la torre:

- **Torre rígida en 1P y 3P (stiff-stiff design):** la frecuencia de la torre se mantiene en todo momento por encima de 1P y 3P en el rango de producción de energía. En la experiencia de los autores este diseño no es viable ni económicamente (dimensiones excesivas de la torre) ni técnicamente.

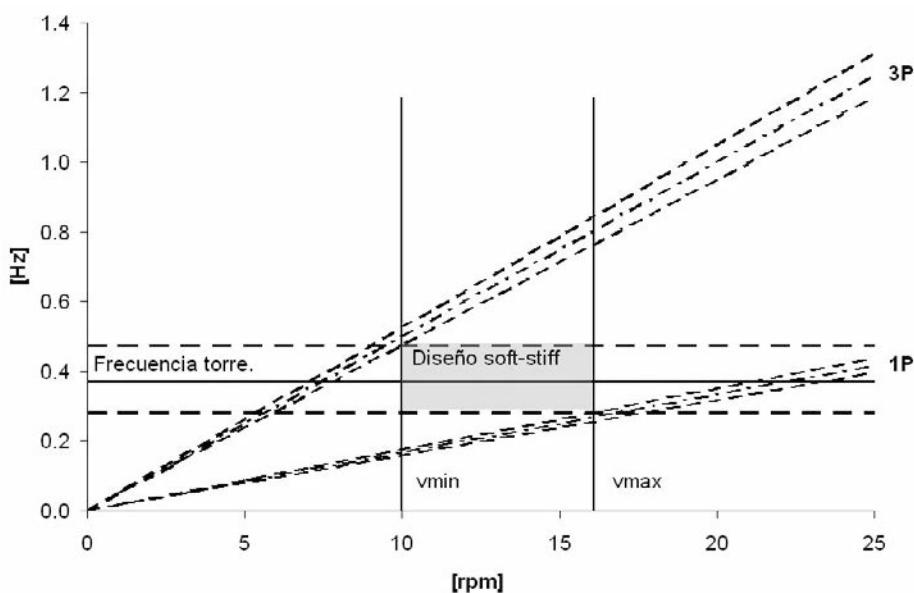


Figura 2. Diagrama de Campbell

- Torre flexible - flexible (soft – soft design): primera frecuencia de la torre por debajo de 1P y 3P. Este diseño tampoco se considera viable, ya que las dimensiones necesarias de la torre serían, por reducidas, incapaces de cumplir las verificaciones estructurales. En torres de gran altura (> 200 m a eje de rotor), podría ser un diseño válido, aunque es evidente que generaría otros problemas de difícil solución.
- Torre rígida-flexible (stiff-soft): este diseño es el más viable técnicamente para las alturas y potencias actuales. En este caso la primera frecuencia de la torre estaría comprendida entre las líneas horizontales definidas mediante los puntos de intersección de las rectas 1P y 3P con las velocidades de producción máximas y mínimas. Este diseño exige unas dimensiones de la torre razonables, aunque para alturas a día de hoy no cercanas (en torno a 200 m) el diseño soft-stiff podría resultar en torres de dimensiones considerables.

En cuanto a las frecuencias superiores del aerogenerador, tanto con un diseño stiff como soft-stiff, la segunda frecuencia propia se sitúa en general por encima de 3P con suficiencia. En caso de diseño soft pudiera ser que la segunda frecuencia cayese en el ámbito de la frecuencia 3P.

Adicionalmente en el diagrama se observa que en el diseño soft-stiff, es inevitable una resonancia transitoria en el arranque de la turbina en la frecuencia 3P pero es un transitorio muy breve con vibraciones controladas que apenas afectan a la torre de hormigón.

En cuanto al cálculo de frecuencias comentar dos aspectos determinantes: rigidez del terreno y fisuración del hormigón.

En primer lugar la influencia de la rigidez del terreno en el caso de cimentación directa. La utilización de

una rigidez dinámica equivalente, un muelle al giro, suele ser suficiente para realizar el análisis de frecuencias de la torre, salvo en situaciones especiales donde un análisis de la interacción zapata-terreno podría ser necesario. La constante del muelle se puede estimar previamente, pero en tal caso y asumiendo un diseño soft-stiff es necesario comprobar que la rigidez calculada a partir de los parámetros geotécnicos reales (dinámicos) del terreno está por encima de la asumida y que la frecuencia con terreno rígido no es resonante con 3P.

Señalar que la rigidez del terreno es crítica en la evaluación de las frecuencias del aerogenerador. Suelos poco rígidos dinámicamente reducen considerablemente la frecuencia del aerogenerador (Figura 3).

En segundo lugar comentar brevemente la influencia de la fisuración del hormigón en relación al cálculo de frecuencias.

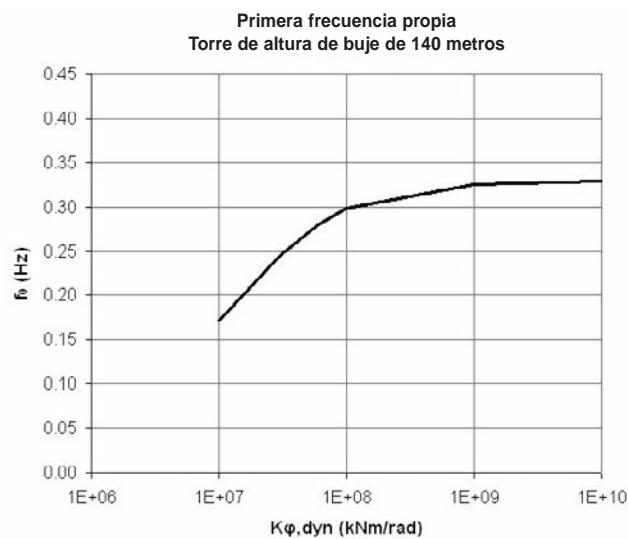


Figura 3. Frecuencia natural de una torre en función de la rigidez del terreno

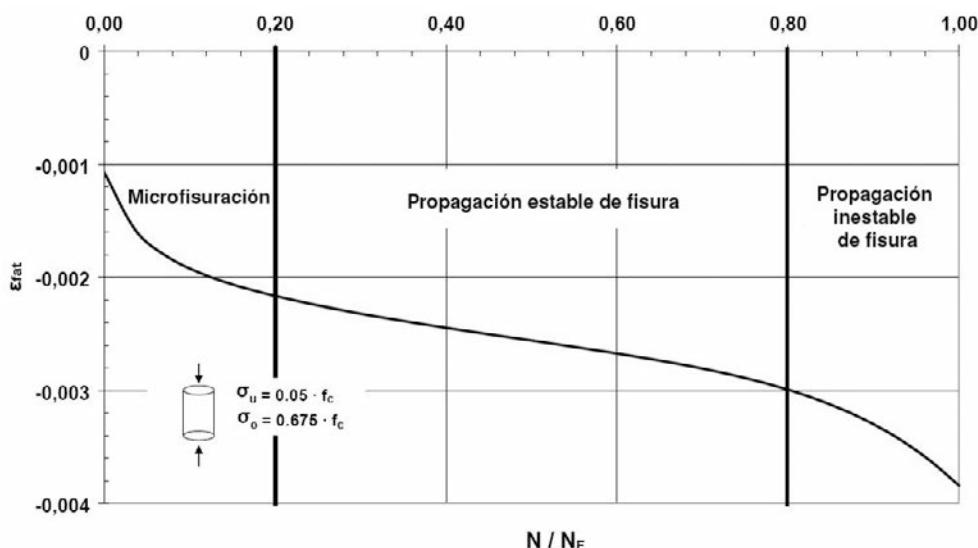


Figura 4. Evolución de las deformaciones del hormigón con el nivel de daño (figura tomada de la referencia [5])

El planteamiento adoptado por los autores es claro: pretensar la torre hasta un determinado nivel, garantizando de esta manera su monolitismo bajo ciertos DLC en servicio, es decir la utilización de rigideces elásticas o no fisuradas. Por supuesto el grado de precompresión, que tiene una repercusión económica que no es ni mucho menos despreciable, es el factor determinante. El punto clave consiste en determinar los DLC en servicio, esto es sin coeficiente de seguridad, para los que se quiere evitar descompresión. Una opción conservadora es obligar a que la sección permanezca comprimida bajo todos los DLC tipo (N) permitiendo descompresión para los tipo (A).

Otra posibilidad surge de las novedades introducidas en la nueva edición de la Germanischer Lloyd, [3], donde el cálculo con rigideces no fisuradas de la frecuencia de la torre se permite si no existe descompresión bajo los DLC cuasipermanentes, esto es, los DLC 1.1 y 6.4 calculados con una probabilidad de excedencia de 0,01 o más conservadoramente con las acciones de dichos DLC que ocurran más de 10^4 veces. Por lo tanto a nivel de [3] no sería necesario evitar la descompresión bajo otros estados de carga para utilizar rigideces elásticas, lo que quedaría a juicio del proyectista. Si se permite la descompresión bajo los anteriores DLC, [3] indica que hay que realizar el cálculo con rigideces fisuradas asumiendo fisuración estabilizada. Asimismo permite considerar la tensorrigidez (tension stiffening).

En opinión de los autores este planteamiento no tiene en cuenta ciertos fenómenos. Principalmente la degradación de la tensorrigidez frente a cargas cíclicas, considerada de manera simplificada en la normativa vigente, y la degradación de la rígidez del hormigón por microfisuración bajo carga cíclica, relevante incluso para niveles aceptables de daño (Figura 4). Por último, el fenómeno de la tensorrigidez negativa, relativamente nueva en la literatura técnica [4], puede reducir la rígidez incluso por debajo de la correspondiente al estado II. Todo esto puede disminuir significativamente la frecuencia de la torre.

Por otro lado la existencia de juntas horizontales sin armadura pasante cuestiona el planteamiento de [3], pudiendo conducir a niveles de precompresión cercanos a la no descompresión bajo los DLC tipo (N), dada la incertidumbre en cuanto al comportamiento de la junta abierta.

En definitiva, un cierto grado de pretensado es necesario, de tal manera que se asegure monolitismo como mínimo frente a los DLC indicados en [3] y más aún en caso de juntas sin armadura pasante, dejando a juicio del proyectista el grado de precompresión final. Conjugando un adecuado comportamiento dinámico en servicio con una penalización reducida del daño por fatiga y un adecuado comportamiento en Estado Límite Último de la junta sin armadura pasante, si ésta existe, se puede alcanzar lo que se consideraría un diseño óptimo técnica y económicamente.

Para finalizar, existe una posibilidad para la utilización de hormigón no precomprimido y es en aquellas torres de baja altura y con rangos de funcionamiento poco exigentes en frecuencias, esto es, aquellos aerogeneradores donde la distancia entre la frecuencia fisurada de la torre, calculada en la peor hipótesis, y el límite inferior para la no resonancia (1P) sea importante.

En la experiencia de los autores, esta situación es factible sólo para alturas y potencias donde las torres de acero se desenvuelven cómodamente, por lo que en torres de hormigón, apuntando siempre a grandes potencias y alturas, será complicado garantizar el comportamiento dinámico sin precomprimir.

4. FATIGA

El cálculo o verificación del Estado Límite Último de Fatiga es de particular importancia en el diseño de un

My-t [kNm]	2500	7500	12500	17500	22500	32500	37500	42500	47500	52500	57500	62500	67500	72500	77500	82500	87500	92500	97500
Cycle range → mean↓																			
-32500																			
-27500																			
-22500																			
-17500																			
-12500	3.301																		
-7500	5.172																		
-2500	8.257	5.216	3.253			2.000													
2500	7.991	7.029	6.697	5.608	5.821	5.275		3.000		2.000									
7500	8.066	7.203	6.713	6.056	5.623	2.307	2.001	2.602	2.477	2.000	2.301					2.000			
12500	8.239	7.080	5.949	5.145	3.719	3.386	5.027	5.015											2.000
17500	8.403	7.256	6.591	5.915	5.362	5.122	5.000	4.949											
22500	8.411	7.659	6.764	6.123	5.818	5.288	5.244	3.948											
27500	8.185	7.556	6.423	5.762	5.529	5.437	4.997												
32500	7.683	7.034	5.872																
37500	6.590	5.853																	
42500	4.427																		
47500																			
52500																			
57500																			
62500																			

Figura 5. Ejemplo de Matriz de Markov

aerogenerador, y en la mayoría de los casos determinante.

Los casos de carga a partir de los cuales se ha de realizar la verificación del ELU de fatiga, indicados mediante la letra "F", se indican claramente en [1], [2] y [3].

Como se podía esperar, todos los DLC tipo "F" corresponden a perfiles de viento en condiciones normales, o no extremas².

Además hay que tener en cuenta la posible fatiga de la torre en vacío, es decir antes de colocar turbina más rotor, debido al transporte y acciones de viento previas a la puesta en servicio.

A partir de estas acciones y mediante el software adecuado³ se obtendrán las series temporales (*time series*) de esfuerzos en todos los elementos del aerogenerador, torre incluida.

Estas series temporales de esfuerzos no son suficientes para la verificación del ELU de fatiga dado que las variaciones temporales de esfuerzos no son periódicas y por lo tanto su empleo en la verificación mediante curvas S-N, el método estandarizado indicado en la normativa, no es viable sin tratamiento previo de dichas series.

Por lo tanto debe realizarse un conteo de rangos (y valores medios correspondientes) mediante alguno de los métodos bien establecidos en la práctica técnica, es decir se ha de obtener un espectro de rangos constantes y el valor medio concomitante de dicho esfuerzo. El método usado en el caso de aerogeneradores es, en general, el de la gota de agua o rainflow cuyas bases son perfectamente conocidas. La utilización de una carga equivalente análoga a la utilizada en el diseño de puentes ferroviarios no es previsible por ahora, dada la variabilidad de fabricantes de

aerogeneradores y la incidencia que el diferente comportamiento mecánico de los mismos tiene en la obtención de esfuerzos de fatiga.

Una vez efectuado el conteo por dicho método se obtienen las componentes de los esfuerzos en un determinado sistema de coordenadas, media y rango, para cada número de ciclos. Formando los llamados bins o parejas rango-número de ciclos incluyendo el esfuerzo medio concomitante, la información se ordena en forma de una matriz, denominada matriz de Markov (Figura 5).

A partir de esta matriz, se puede verificar el ELU de fatiga, incluyendo el de aquellos materiales que, como el hormigón, son sensibles a los valores medios de las tensiones solicitantes. Otra forma habitual que suele utilizar el fabricante para proporcionar las cargas de fatiga es el de la carga equivalente para varias pendientes *m* de las curvas S-N, obtenida a partir de los esfuerzos almacenados en la matriz de Markov; pero es importante señalar que esta carga equivalente sólo contiene información en cuanto a los rangos tensionales, pero no de las tensiones medias, por lo que solo es útil para ciertos materiales como el acero.

Es importante también señalar que en el conteo se pierde la posibilidad (a menos que se prevea como se comenta más adelante) de considerar la concomitancia entre los diferentes componentes de los esfuerzos. Esta pérdida de concomitancia es relevante en el caso de los momentos según el eje del rotor, *Mx*, y el momento de eje horizontal perpendicular al anterior, *My*, dado que en general los mismos no están desfasados 180°, por lo que se debe asumir algún criterio de combinación de ambos para la verificación de fatiga. Dependiendo de los datos disponibles, que como se ha comentado pueden no ser exhaustivos, y los ejes en los que se proporcionen los esfuerzos, *Tower top coordinate system* o *Tower bottom coordinate system*⁴, se

² Se recuerda que no se comentan los *extended load cases* de la nueva edición de la guía de diseño [3]

³ FLEX, HAWC, etc.

⁴ Dado que el primero de ellos gira con la turbina (yaw) y el segundo es fijo.

pueden utilizar varios criterios de combinación, [6] y [7], de los cuales el más conservador sería considerarlos totalmente en fase, mientras que otros criterios tales como un desfase de 90° [6], o la exclusiva consideración de una de las dos componentes, M_y , son bastante más ajustados. Por último si los esfuerzos de fatiga están dados en forma de series temporales es posible la combinación vectorial de ambos momentos para cada paso temporal y para un número mínimo de direcciones espaciales:

$$M(\phi, t) = M_x(t) \cdot \cos \phi + M_y(t) \cdot \sin \phi \quad (1)$$

procediendo posteriormente al conteo de los momentos resultantes mediante el método "rainflow". Este último procedimiento es el menos conservador, aunque el consumo de recursos es importante.

Definida la matriz de Markov, el método de verificación de dicho ELU es el del daño acumulado (regla de Palmgren-Miner), perfectamente conocido y ampliamente utilizado en la verificación de infinidad de elementos y detalles estructurales aunque principalmente metálicos. Este método, que por definición requiere la utilización de las curvas S-N del material y detalle considerado (si está disponible), no por conocido deja de presentar cierta problemática, principalmente la no consideración del orden temporal en que se presentan las cargas de fatiga. En el caso del hormigón la no existencia de categorías de detalle obliga a un cálculo conservador en regiones D.

A continuación se describen brevemente ciertas particularidades en el cálculo de fatiga de elementos de hormigón.

La formulación para la verificación de una sección de hormigón (región B) sometida a fatiga se detalla en varios códigos y guías de diseño, siendo la referencia el Código Módelo CEB-FIP 1990, CM-90, [8].

El análisis tensional prescrito por [8] acepta modelos elásticos y lineales considerando fisurado el hormigón en tracción, y tiene en cuenta asimismo la disminución del daño en la fibra pésima en caso de existir un gradiente de tensiones (redistribución) en la zona comprimida. Esta reducción se materializa mediante el coeficiente η_c , y conduce en general a una disminución de las tensiones adimensionales de fatiga, $S_{cd,max/min}$, (ver a continuación), de no más del 1-2% si la sección está pretensada y algo más, con un máximo de 2/3, si es armada.

En cuanto a los métodos en sí de verificación, el [8] propone 3 métodos, de los cuales el más complejo es el tercero siendo los otros simplificaciones del lado de la seguridad y totalmente dependientes de una definición correcta de la carga de fatiga.

Lo que sigue se centra en el tercer método, *Comprobación mediante el espectro de niveles de carga*, que es el que ha de utilizarse en la verificación de fatiga. Dicho

método es simplemente una aplicación directa de la regla de Palmgren-Miner, antes comentada, consistente en sumar todos los daños parciales de cada bloque del espectro de tensiones comprobando que son menores que un cierto valor límite:

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_{Si}}{N_{Ri}} \leq D_{lim} \quad (2)$$

El valor del límite está indicado claramente en el Código Modelo y ha de tomarse $D_{lim} = 1$, aunque en otros códigos o guías el valor del daño límite se toma menor, aunque generalmente cuando el hormigón está en contacto con agua, [9] y [10].

Este método requiere de la utilización de las curvas S-N del hormigón. De las numerosas formulaciones existentes el [8] utiliza las obtenidas por [Petkovic G. et al., 1990], [4], que se muestra a continuación:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Para } 0 < S_{cd,min} < 0,8 \\ \log N_1 = (12 + 16S_{cd,min} + 8S_{cd,min}^2)(1 - S_{cd,max}) \\ \log N_2 = 0,2 \log N_1 (\log N_1 - 1) \\ \log N_3 = \log N_2 (0,3 - \frac{3}{8}S_{cd,min}) / \Delta S_{cd} \end{array} \right. \quad (3)$$

Donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{cd,max} = \gamma_{sd} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat} \\ S_{cd,min} = \gamma_{sd} \sigma_{c,min} \eta_c / f_{cd,fat} \\ \Delta S_c = S_{cd,max} - S_{cd,min} \end{array} \right. \quad (4)$$

La elección de N:

- Si $\log N_1 \leq 6$, entonces $\log N = \log N_1$
- Si $\log N_1 > 6$ y $S_{cd} \geq 0,3 - 3/8 \cdot S_{cd,min}$, entonces $\log N = \log N_2$
- Si $\log N_1 > 6$ y $S_{cd} < 0,3 - 3/8 \cdot S_{cd,min}$, entonces $\log N = \log N_3$

Si realizar un análisis exhaustivo de la misma, comentamos los factores que en opinión de los autores son determinantes.

En primer lugar se observa la dependencia del daño de las tensiones máximas y mínimas del hormigón, o lo que es lo mismo del rango tensional y de la tensión media. La influencia de la tensión media es importante, dado que tensiones de compresión media elevadas, por ejemplo producidas por el pretensado, aumentan sustancialmente el daño por fatiga para el mismo rango de tensiones. Este hecho se aprecia en la Figura 6, donde se observan las rectas definidas por $S_{cd,max}$ y $\log N$ para un daño unidad y diferentes valores de las tensiones mínimas adimensionales, $S_{cd,min}$. En la Figura 7 se observan dichas curvas con dimensiones, para una $S_{cd,min}$ de 0,60.

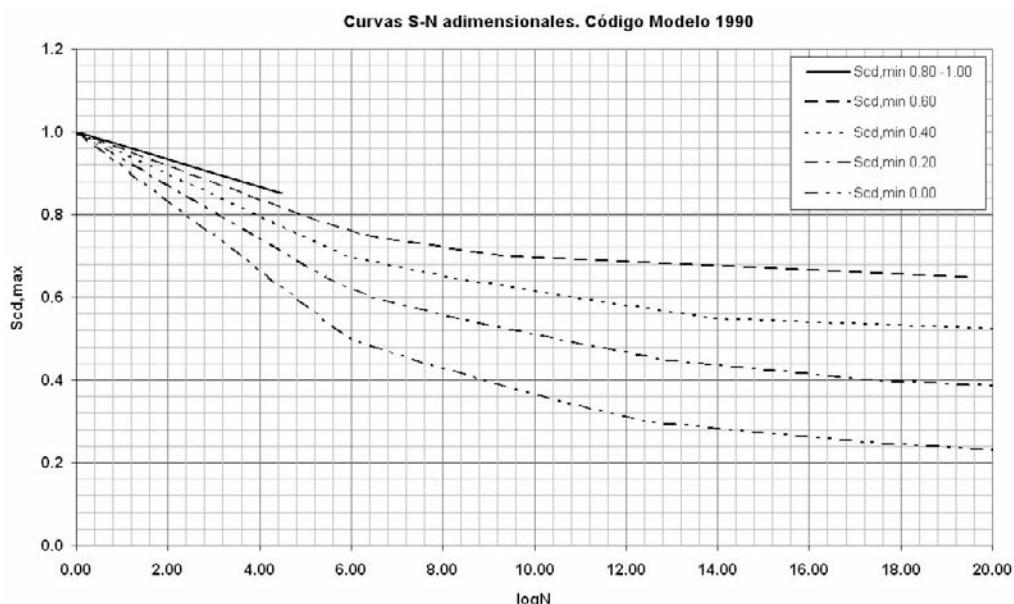


Figura 6. Curvas S-N adimensionales según [8]

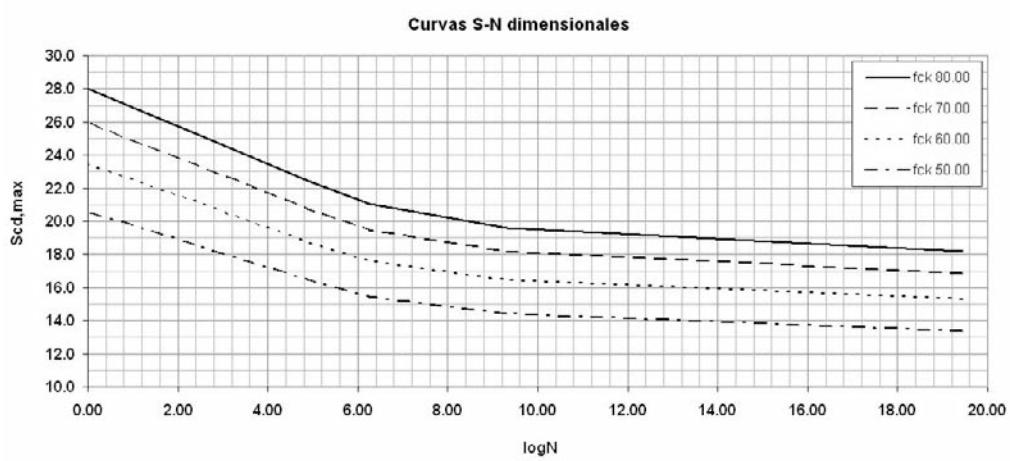


Figura 7. Curvas S-N dimensionales

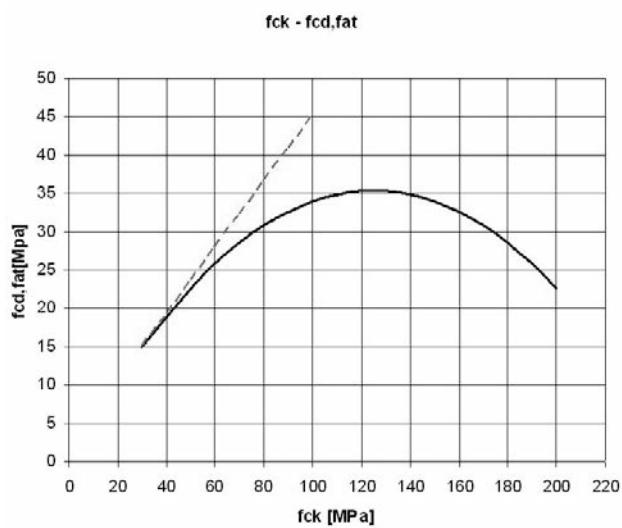
Por otro lado en el cálculo de las tensiones adimensionales, $S_{cd,max/min}$, el parámetro $f_{cd,fat}$ es de especial importancia. Su formulación:

$$f_{cd,fat} = 0.85\beta_{cc}(t) \left[f_{ck} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] \frac{1}{\gamma_c} \quad (5)$$

La disminución de la tasa de aumento de $f_{cd,fat}$ es muy apreciable conforme se incrementa la resistencia del hormigón. Las reducciones para hormigones en el rango de 60 a 80 MPa, muy frecuentes son muy apreciables (Figura 8). Se aprecia que obviamente la formulación no es válida para UHPC (Ultra High Performance Concrete). A modo de curiosidad, hormigones de resistencias elevadas necesitan de placas de anclaje especiales para barras de pretensado, dado que las estándar agotan el hormigón a fatiga para rangos infinitesimales.

Un resumen de lo dicho anteriormente a nivel de proyecto se puede observar en la Figura 9. En ella se re-

presentan en el eje de abscisas los valores de la tensión de compresión mínima, $\sigma_{min,fatiga'}$ en una sección circular de una torre, de dimensiones muy estrictas, bajo la actuación del pésimo momento de fatiga obtenido

Figura 8. Evolución de $f_{cd,fat}$ con f_{ck} , según [8]

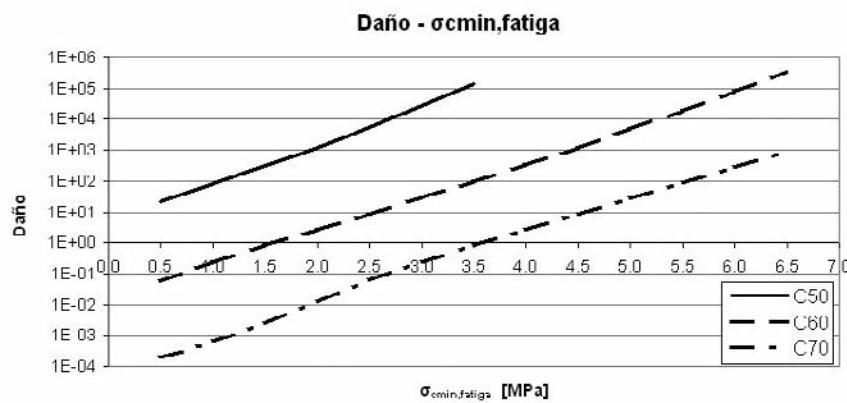


Figura 9. Daño acumulado en función de la tensión de compresión mínima, según formulación de [8]

de la matriz de Markov de un aerogenerador real y de un axil concomitante que representa principalmente el pretensado dispuesto en dicha sección, aunque está incluido el peso propio. En el eje de ordenadas observamos el daño acumulado calculado mediante la formulación de [8]. Se representan valores para tres resistencias características del hormigón.

Las conclusiones son evidentes. El aumento de las tensiones medias de compresión repercute de manera significativa en el daño para un mismo espectro de rangos de tensión. Asimismo se observa la disminución del daño con el aumento de f_{ck} y la no linealidad del mismo (escala logarítmica en ordenadas).

Para finalizar, un comentario en cuanto a las regiones D. En general, en la torre de hormigón las regiones D sólo existen en determinadas zonas. En estas zonas el estado de tensiones puede ser multiaxial, con fisuración vertical. La comprobación de fatiga en estas zonas ha de realizarse prudentemente. [8] indica que para la comprobación a fatiga de bielas comprimidas se ha de reducir la resistencia de cálculo a fatiga de las mismas por un factor de 0,7.

5. JUNTA HORIZONTAL

La junta horizontal entre módulos de una torre prefabricada de hormigón presenta problemáticas análogas a las existentes en puentes construidos mediante dovelas prefabricadas.

En ambos casos la sección de la junta estará sometida a flexiones muy significativas, aunque a diferencia de los puentes por dovelas, el cortante y el torsor son menores en aerogeneradores.

La junta puede ser seca o húmeda, y puede o no existir armadura pasante, activa o pasiva.

En caso de que no exista armadura pasante, tendremos pretensado exterior o interior no adherente y los criterios de diseño son claros.

En primer lugar, el nivel de compresiones en la junta bajo cargas de servicio. Es conocido que el criterio más

habitual en el diseño de estructuras análogas como son los puentes de dovelas prefabricadas con pretensado exterior y sin armadura pasante, consiste en no permitir la descompresión de la junta bajo ninguna situación de servicio. Esta condición determina en general el nivel de pretensado a disponer. En el caso de aerogeneradores, la condición de no descompresión se basa principalmente en la exigencia de un comportamiento dinámico adecuado en servicio, habiéndose señalando anteriormente en este mismo artículo los criterios normativos e ingenieriles habitualmente adoptados.

Aún así, se insiste en que en el caso de juntas sin armadura pasante, el nivel de precompresiones en la junta resulta crítico y debe estimarse prudentemente debido a la dificultad de representar adecuadamente el comportamiento de la junta. Por lo tanto exigir no descompresión para todos o gran parte de los DLC tipo (N) en servicio parece adecuado, a menos que se avance más en el conocimiento del comportamiento en servicio de la junta descomprimida.

En cuanto al Estado Límite Último en la junta sin armadura pasante, se considera que los criterios habituales para puentes por dovelas son válidos con precauciones. El criterio de dejar comprimido 2/3 del

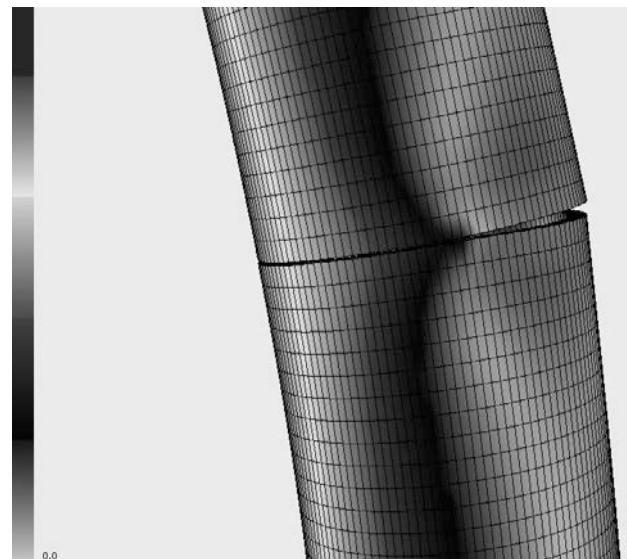


Figura 10. Junta sin armadura pasante. Descompresión y torsión concomitante

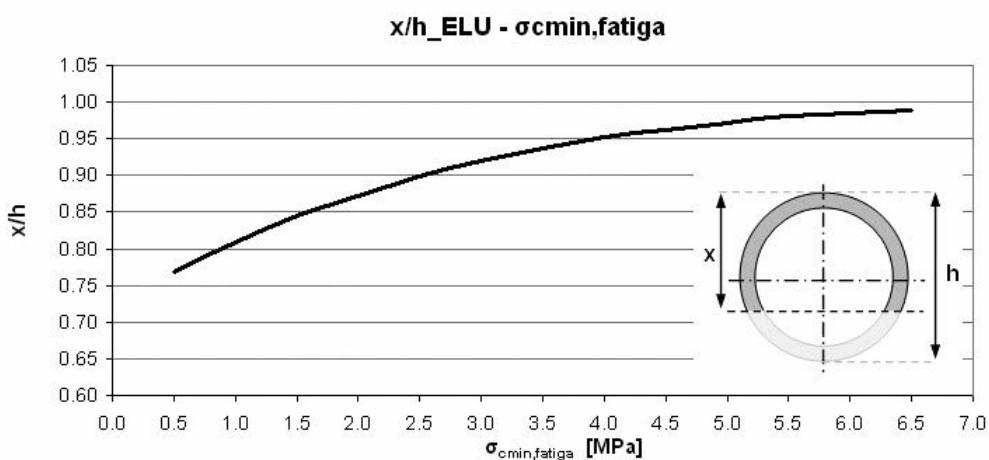


Figura 11. Relación compresión mínima permitida bajo cargas de fatiga-canto comprimido en E.L.U.

diámetro de acuerdo al Eurocodigo es razonable, pero hay que tener en cuenta que existen solicitudes tangentes cortante-torsor que, aunque reducidas, no lo son tanto en las zonas donde el diámetro disminuye y, además, son dinámicas. Dado que la transmisión de torsor a través de junta abierta no está bien definida en la normativa ni en la literatura técnica de la que los autores tienen conocimiento, un cálculo de las tensiones tangenciales en junta abierta, aún con elementos de contacto simplificados (Figura 10), puede dar una idea de la viabilidad de la transmisión del torsor para determinados niveles de apertura de junta.

Por otro lado hay que observar que la precompresión que se adopte tiene una influencia directa en el comportamiento en fatiga. Una precompresión alta si bien garantiza una apertura de junta nula o controlada, aumenta el daño por fatiga. En la Figura 11 se observa la relación entre el nivel de precompresión dispuesto, representado en abcisas por la mínima tensión de compresión bajo máximas cargas de fatiga, y la apertura de junta en Estado Límite Último. Comparando los resultados con los de la Figura 9, se observa que un canto comprimido importante en Estado Límite Último conduce a daños importantes.

6. JUNTA VERTICAL

La junta vertical en caso de piezas prefabricadas es un detalle crítico en el diseño de la torre. Dicha junta está solicitada por todo el rango de posibles esfuerzos, flexocompresión general de la torre, torsor, rasante, fuerzas de desvío debido a cambios de geometría en la superficie media de las piezas, acciones térmicas, etc.

Para garantizar el monolitismo de la junta, una primera opción es utilizar un pretensado horizontal que, comprimiendo la junta, garantice la transmisión de acciones a través de ella. Dicho pretensado puede ser completo, es decir abarcando toda la sección, o local cosiendo la junta, mediante tendones cortos, tornillos o barras pretensadas.

En caso de utilización de pretensado completo, los radios de curvatura mínimos son determinantes. Por debajo de 2,5 metros no están en general homologados debido a la posibilidad de aparición de tensiones adicionales por doblado importantes y otros fenómenos como los puntos duros en caso de varios cordones por tendón. En caso de pretensado corto, el comportamiento en fatiga por cortante fricción está, en opinión de los autores, insuficientemente estudiado y puede ser relevante en elementos con cierta rigidez a flexión como son las barras de pretensado. La separación mínima entre elementos de pretensado horizontal es otro punto clave.

Otra opción es la junta húmeda, donde la conexión se realiza mediante lazos de armadura pasiva embebidos en el mortero de la junta (Figura 12). Esta conexión ha sido empleada ampliamente para la unión de elementos prefabricados y muchos de ellos sometidos a efectos dinámicos y cíclicos, como es el caso de las prelosas prefabricadas de puentes de ferrocarril, así como en puentes cajón ferroviarios hormigonados por fases donde los lazos transmiten el rasante, torsión y flexión transversal de la cabeza de compresión superior a las almas (aunque en este caso la junta sería entre hormigones in situ), así como pilas prefabricadas, etc.

La verificación de estas juntas en ELU de rasante está bien documentada normativamente, por ejemplo en [8] y [12], y es posible utilizarla cuando existe torsión y tracción concomitantes. La torsión al producir tensiones tangenciales se asimila a un rasante, y los axiales de tracción están incluidos en la formulación en ambas referencias. Por otro lado es aconsejable utilizar llaves, tal y como se indica en [8] al ser las fuerzas normales de compresión nulas o de tracción. En este último caso se estima que se ha de ser prudente en la estimación de su colaboración a la resistencia a esfuerzos rasantes en junta traccionada, no sólo en la cohesión de la junta, la cual ha de considerarse nula si existen acciones cíclicas, tal y como indica [12], sino también en el valor del coeficiente de rozamiento.

En cuanto a los posibles fenómenos de fatiga de este tipo de conexión, está claro que hay poca normativa,

literatura técnica o experimentación, en concreto de lazos a rasante-torsión, aunque sí a flexo-tracción [13]. La formulación de la normativa habitual se plantea en términos de ELU, pero el fenómeno cortante-fricción en servicio no está suficientemente estudiado. Hasta que no se realicen campañas de ensayo a fatiga, la única medida es reducir los rangos tensionales en los lazos asumiendo un cálculo conservador de los mismos, realizando estudios parámetricos de elementos finitos para acotar dichos rangos.

En todo lo dicho anteriormente aparece como fundamental el solape entre los lazos. La disposición de armadura transversal a los lazos es fundamental para garantizar el correcto funcionamiento del solape con longitudes no excesivas, así como el uso de un mortero de alta resistencia que aumente la adherencia.

7. CONEXIÓN HORMIGÓN ACERO EN TORRES HÍBRIDAS

La conexión de la torre de hormigón a la torre de acero en caso de tipologías híbridas es otro de los detalles estructurales más importantes en el diseño de torres eólicas.

El factor determinante en el diseño de la unión es la fatiga de la unión aunque su comportamiento en rotura puede dimensionar la misma. Como todo elemento del aerogenerador, la unión estará sometida a importantes cargas cíclicas y este hecho conduce a descartar medios de unión en los que las tensiones cíclicas en los elementos de conexión sean importantes, lo que implica precomprimir la unión.

Esta solución de unión precomprimida es muy utilizada en las uniones entre módulos de una torre de acero, materializándose mediante tornillos pretensados a dos bridas dispuestas a tal efecto en los extremos de los módulos a unir⁵ (Figura 13).

Dicha unión es bien conocida en el ámbito de las estructuras metálicas solicitadas por acciones cíclicas. La ventaja principal de dicha unión se hace evidente al tener en cuenta el camino que siguen las cargas a través de la unión y su reparto entre los diferentes componentes de la misma. Simplificando, al precomprimirse la brida, si la relación de rigideces entre el tornillo y la brida es baja, la carga a transmitir principalmente reduce la compresión inicial en la brida, siendo por lo tanto la parte de la carga que solicita el tornillo muy reducida. Los incrementos o rangos tensionales que actúan sobre el tornillo serán bajos y la unión estará controlada en cuanto a su comportamiento a fatiga. Esto es cierto hasta un determinado nivel de carga para el cual la brida se descomprime totalmente y por lo tanto los incrementos de carga consi-

⁵ Las uniones mediante tornillos pretensados trabajando por rozamiento también son utilizadas pese a sus problemas de mantenimiento exterior, así como las uniones mediante virola embebida en grout en cimentaciones offshore.



Figura 12. Segmentos de la torre de Hamina a la espera de su colocación definitiva

guientes son resistidos exclusivamente por el tornillo desapareciendo totalmente las ventajas de la unión frente a fatiga.

Este esquema resistente se traslada inmediatamente a las uniones hormigón acero, con la particularidad de que la unión se materializa no sólo mediante tornillos pretensados, sino mediante barras de pretensado y sobre todo mediante el anclaje en la brida de la torre metálica de los tendones del pretensado general de la torre. Dado que el planteamiento físico del problema es análogo al de la unión mediante tornillos utilizada en torres metálicas, se comenta ésta añadiendo simultáneamente una descripción de las particularidades existentes en el caso de unión acero hormigón.

Evidentemente el problema principal es el cálculo cualitativo de las tensiones en el tornillo en servicio (fatiga) y el cálculo de las fuerzas solicitantes en ELU.

Para el cálculo de tensiones en servicio, el método habitual consiste en asimilar los elementos de la unión, brida y tornillo, a dos muelles calculando sus respectivas constantes mediante la rigidez real de dichos elementos y despreciando la rigidez de la chapa de la torre. Este modelo tiene en cuenta simplificadamente dos factores importantes, las fuerzas de palanca que aparecen en este tipo de uniones (prying forces), y en el caso de uniones atornilladas en aerogeneradores la inevitable excentricidad de la pared de la torre por donde se introducen las tracciones respecto al eje del ele-

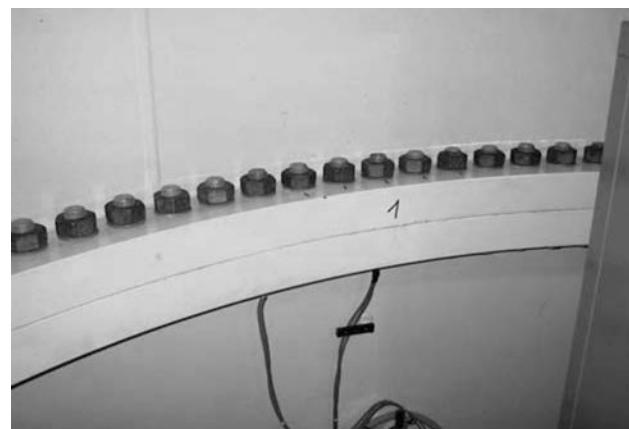


Figura 13. Detalle de la conexión entre bridas en torre metálica. Imagen tomada de [5]

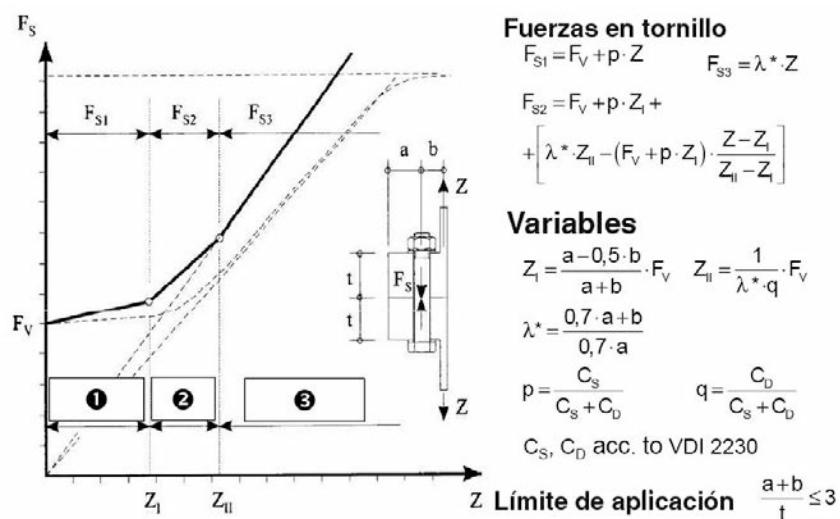


Figura 14. Formulación de [15]. Figura tomada de [5]

mento de pretensado⁶. Esta falta de simetría reduce significativamente la eficacia de la brida movilizando la rigidez y resistencia a flexotracción de la chapa vertical de la pared de la torre, con espesores mucho más pequeños, aumentando en servicio la carga absorbida por los elementos de pretensado hasta un 70%-80%. Asimismo reduce considerablemente la carga última de la unión en E.L.U.

Por otro lado el planteamiento racional del cálculo ha de ser refrendado y ajustado por ensayos. Esto se ha realizado principalmente en Alemania, por Petersen [14], Schdmitt y Neuper [15] y Seidel [16], tanto para situaciones de servicio como de rotura, existiendo también normativa específica aunque aplicable a otros ámbitos [17]. En la Figura 14 reproducimos un resumen de la formulación de [15], de aplicación para tensiones en servicio de los elementos de pretensado, ampliamente utilizada en el diseño de torres metálicas.

⁶ Dicha excentricidad se podría evitar disponiendo una unión simétrica, pero en general esta disposición no es posible ya que exigiría complicadas labores de inspección y mantenimiento en altura por el exterior de la torre

El factor λ es un factor geométrico que tiene en cuenta las fuerzas de palanca y la excentricidad, con valores habituales de hasta 1,7 o 1,8. Los factores p y q no son más que las rigideces relativas de brida y tornillo respecto al conjunto de la unión.

Esta formulación se ajusta aceptablemente para uniones híbridas, aunque, como se comenta más adelante, muy del lado de la seguridad en caso de niveles intermedios y elevados de carga. Por otro lado la combinación de barras o tornillos de pretensado corto con los tendones de pretensado general no está considerada. En cualquier caso es importante señalar la necesidad de no adherencia con el hormigón de cualquier elemento de pretensado dispuesto.

En el caso de análisis en rotura, los modos de fallo son análogos a los indicados por el Eurócodigo 3, parte 1-8 [18], para uniones simétricas, pero en este caso se moviliza la resistencia última de la chapa vertical de la torre debido a la asimetría de la unión. Esta resistencia es sustancialmente menor que la de la brida, lo que disminuye considerablemente la carga última de la unión, salvo que se dispongan espesores de torre desproporcionados (Figura 15).

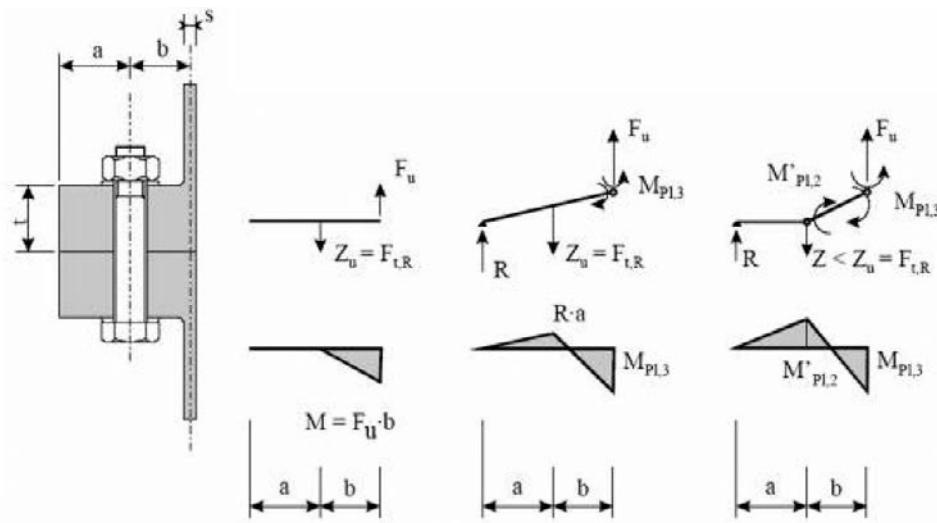


Figura 15. Modos de fallo de uniones atornilladas asimétricas. Figura tomada de [5]

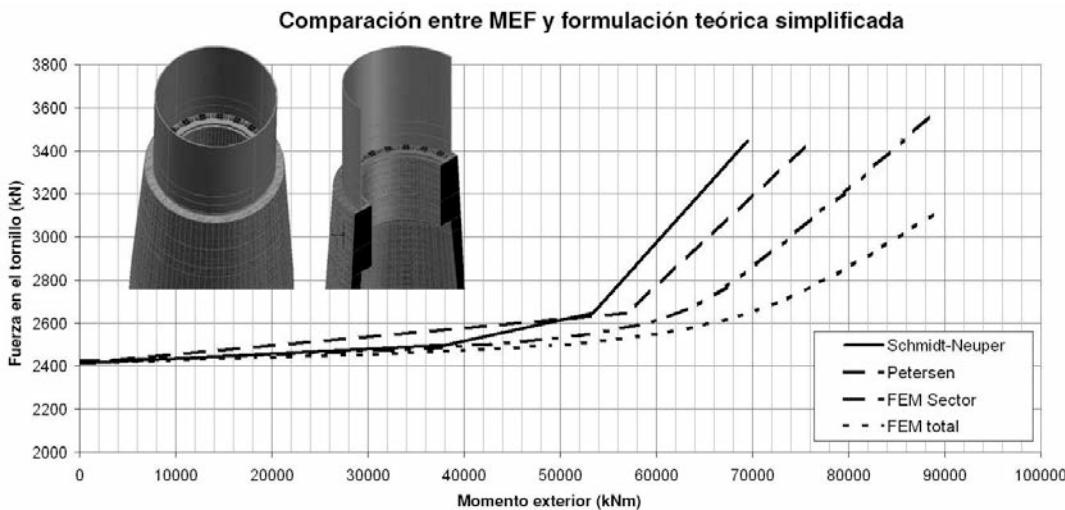


Figura 16. Comparación de resultados. Fuerza en los elementos de pretensado de unión acero-hormigón en torre híbrida

Un aspecto que se considera importante con vistas a la optimización económica de estas estructuras, es el indicado en la referencia [19]. La formulación simplificada se basa en el análisis racional y experimental de únicamente un sector de la torre, es decir no se tiene en cuenta, conservadoramente, la interacción del segmento de la unión más solicitado con el resto de la torre. Si se tiene en cuenta dicha interacción habrá una redistribución de la carga a otras zonas menos solicitadas de la unión. Esta redistribución no sólo se debe al comportamiento no lineal de los materiales, sino a la disminución de la rigidez de la unión debido a la perdida de contacto entre bridas o entre hormigón y brida en la zona más solicitada, permaneciendo las zonas menos solicitadas más rígidas debido a la menor perdida de contacto. Por lo tanto la redistribución no sólo se puede considerar para situaciones elevadas de carga, sino que permite ampliar el límite de fatiga entendiendo como tal el valor de la carga exterior que provoca que la rigidez de la unión se reduzca al valor de la rigidez del elemento de pretensado, es decir que la perdida de contacto sea total.

La consideración de este fenómeno pasa por la realización de ensayos o el uso de modelos de Elementos Finitos. La utilización de dichos modelos de EF no está permitida por [2] y [3] debido a la posible existencia de imperfecciones en el contacto entre bridas de acero. Ahora bien en el caso de uniones acero hormigón en las que, comprobada la fatiga, es suficiente con un mortero de asiento entre la brida y el hormigón, se puede asumir un contacto perfecto entre la brida de acero y el mortero. En tal caso el cálculo mediante MEF es correcto.

Actualmente los autores esán trabajando en el análisis parámetrico de este tipo de uniones mediante MEF. Pese a que el estudio está a fecha de hoy en fase inicial se presenta el siguiente resultado provisional que confirma las afirmaciones anteriores (Figura 16).

Como se puede observar las formulaciones de Petersen y Schmidt Neuper se ajustan bastante bien a

los resultados del modelo en estados iniciales de carga, mientras que conforme aumenta la carga los elementos de pretensado resultan menos solicitados respecto al cálculo por EF. Por otro lado se observa como para niveles intermedios de carga el modelo de sector es claramente más conservador que el modelo total. En la figura no se ha representado la evolución plástica de la fuerza en los diversos elementos dado que la provisionalidad de los resultados es aún mayor que la de los presentados, pero se puede avanzar que, como es de esperar, la redistribución es aún mayor en E.L.U.⁷

Por último, en la verificación de fatiga de barras de pretensado corto (Figura 17) no está clara en la formulación a utilizar. Para los tornillos pretensados, de categoría 10.9 en general, es claro que ha de utilizarse el Eurocódigo 3 [11] o directamente las guías de diseño, [2] y [3], siendo éstas últimas más adecuadas dado que exigen requisitos específicos y ligeramente distintos al Eurocódigo. Resumiendo dichos criterios de diseño, la categoría de detalle a utilizar es 50 o 71 (dependiendo si se utilizan tornillos galvanizados o no), los factores de reducción para diámetros superiores a 30 mm han de tenerse en cuenta, y adicionalmente en [2] y [3] se exige no considerar umbral de daño o cut-off limit, es decir todos los rangos producen daño por pequeños que sean. Los coeficientes parciales de seguridad del material en función de la accesibilidad son importantes y diferentes en [2] y [3] a los especificados en los Eurocódigos

Además si se utilizan métodos donde no se tiene en cuenta la flexión del tornillo se ha de rebajar la categoría de detalle a 36, lo que ocurre cuando se utilizan los métodos simplificados anteriores.

Al utilizar barras de pretensado corto, surge la duda de qué código utilizar, acero u hormigón. Si se utili-

⁷ Aunque es conveniente ser precavido en la plastificación de armaduras para DLC tipo (A), ya que el coeficiente de seguridad es muy reducido, 1,10.

zan los códigos de hormigón, por ejemplo [8] y [12], no está clara la curva S-N adecuada, dado que no aparece una referencia explícita a las barras de pretensado. En todo caso es claro que utilizando incluso la peor curva S-N de [8] y [12], correspondiente a conectores mecánicos, el detalle es mejor que el recomendado por [11]. Además si se considera la ETA del suministrador de las barras, donde se ha de garantizar que la barra está ensayada a fatiga para un rango de 80 N/mm^2 y 2 millones de ciclos, según ETAG 013, parece claro que el detalle indicado por la normativa para tornillos pretensados puede ser excesivamente conservador en el caso de barras. En todo caso la caracterización de las barras de pretensado corto en cuanto a su comportamiento a fatiga es un tema a resolver y algunos suministradores de barras están en ello.

8. CONCLUSIONES

Se ha querido dar una visión general de los problemas más significativos afrontados por los autores en el diseño de torres eólicas. Se presenta a continuación un resumen de los mismos.

- Cálculo de esfuerzos: proporcionados por el fabricante. Es necesario tener en cuenta los posibles efectos de segundo orden del pretensado. Es importante saber qué tipo de DLC se está manejando para cada verificación, especialmente si es (N) o (A).
- Frecuencias: es necesario un encaje previo a fin de evitar resonancias. El diseño soft-stiff es el más adecuado para las potencias y alturas actuantes. Debe contarse con la rigidez del terreno así como con la posible fisuración de la torre que, en opinión de los autores, es necesario evitar parcialmente mediante precompresión.
- Fatiga: fundamental en la determinación de dimensiones de la torre y calidad del hormigón. El cálculo debe realizarse a partir de las matrices de Markov mediante el procedimiento de daño acumulado. En estados multiaxiales de tensión, con tracciones perpendiculares a las compresiones principales, debe reducirse la resistencia de cálculo a fatiga. Es reseñable la rápida reducción de dicha resistencia conforme aumentamos la resistencia característica del hormigón.
- Junta horizontal: el grado de apertura de junta, determinado por la precompresión es un punto crítico tanto en servicio como en rotura, sin olvidar que un elevado grado de precompresión penaliza el daño a fatiga.
- Junta vertical: en opinión de los autores, el pretensado horizontal se puede evitar en general, salvo en zonas donde la junta esté solicitada por flexiones de eje vertical y/o tracciones horizontales, donde en ciertos casos puede ser necesaria una precompresión.



Figura 17. Torre de Hamina. Brida de conexión

- Unión hormigón acero: es un detalle crítico. Los métodos simplificados actuales penalizan claramente el detalle, siendo posible una reducción de las solicitudes en los elementos de pretensado mediante la realización de modelos de Elementos Finitos 3D. La fatiga de las barras de pretensado corto no está adecuadamente definida en la normativa que a la que los autores han tenido acceso.

REFERENCIAS:

- [1] IEC 61400-1. *Wind Turbines – Part 1: Design Requirements*. Third edition. 2005-2008.
- [2] *Guideline for the Certification of Wind Turbines*. Hamburg: Germanischer Lloyd, 2003.
- [3] *Guideline for the Certification of Wind Turbines*. Hamburg: Germanischer Lloyd, 2010.
- [4] ZANUY, C. *Análisis seccional de elementos de hormigón armado sometidos a fatiga, incluyendo secciones entre fisuras*. Tesis doctoral. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid, 2008.
- [5] GRÜNBERG, J.; GÖHLMANN, J.; ERTEL, C. *Concrete Foundations for Offshore Wind Energy Converters subjected to fatigue loading*. Hannover: Institute of Concrete Constructions. University of Hannover, 2005. (Copenhagen Offshore Wind).
- [6] SCHAUMANN, P. "Stahlrohrtürme". *Towers and Foundations for Wind Energy Converters*. Essen: Haus der Technik, 2009.
- [7] BURTON, T; SHARPE, D; JENKINS, NICK; BOSSANYI, E. *Wind Energy Handbook*. 1^a ed. Chichester: John Wiley and Sons, 2001. 616 p. ISBN: 978-0471489979.
- [8] *Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1995. ISBN-13: 978-8438000977.

[9] Offshore Standard. *DNV-OS-J101. Design of Offshore Wind Turbines*. Høvik, Norway: Det Norske Veritas, 2004.

[10] Offshore Standard. *DNV-OS-C502. Offshore Concrete Structures*. Høvik, Norway: Det Norske Veritas, 2007.

[11] UNE-EN 1993-1-8:2008. *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero- Parte 1-9: Fatiga*. Madrid: Aenor, 2008.

[12] EN 1992-1-1:2004. *Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1-1: General rules and rules for buildings*. 225 p.

[13] RYU, H-K.; KIM, Y-J.; CHANG, S-P. "Experimental study on static and fatigue strength of loop joints". *Engineering Structures*, 2007, vol. 29, p. 145-162.

[14] PETERSEN, C. "Nachweis der Betriebsfestigkeit exzentrisch beanspruchter Ringflanschverbindungen". *Stahlbau*, 1998, vol. 67, nº 3, p. 191-203.

[15] SCHMIDT, H.; NEUPER, M. "Zum elastostatischen Tragverhalten exzentrisch gezogener L-Stöße mit vorgespannten Schrauben". *Stahlbau*, 1997, vol. 66, nº 3, p. 163-168

[16] SEIDEL, M. *Zur Bemessung geschraubter Ringflanschverbindungen von Windenergieanlagen*. Schriftenreihe des Instituts für Stahlbau (Heft 20). Dissertation. Hannover: Universität, 2001.

[17] VDI 2230 Part 1: 2003-02. *Systematic calculation of high duty bolted joints – Joints with one cylindrical bolt*. Duesseldorf: Verein Deutscher Ingenieure, 2003. 171 p.

[18] EN 1993-1-8:2005. *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints*, 2005.

[19] SCHAUMANN, P. *Failure analysis of bolted steel flanges*. Hannover: Institute for Steel Construction, University of Hannover, 2002.

Auscultación de efectos térmicos en un puente losa de hormigón y comparación con los criterios propuestos por el EC1

Measurement of thermal action in a solid slab concrete bridge deck and comparison to Eurocode 1 formulations

Hugo Corres Peiretti⁽¹⁾, Javier I. Ezeberry Parrotta⁽²⁾, Amets Berecibar Oregui⁽³⁾ y Alejandro Pérez Caldentey⁽¹⁾

Recibido | Received: 16-01-2012

Aceptado | Accepted: 04-06-2012

Resumen

En este trabajo se presentan los resultados de los registros de temperatura obtenidos en la monitorización, durante más de tres años, del tablero de un puente integral de losa maciza. Existen en la bibliografía pocos resultados experimentales de este tipo de tablero, por su tipología y por el material utilizado para su construcción, el hormigón estructural. También se comparan estos resultados con los modelos propuestos en el Eurocódigo 1, para la representación de la temperatura.

Palabras clave: temperatura uniforme, gradiente de temperatura, puentes de hormigón, auscultación, IAP-11, Eurocódigo 1, instrumentación.

Abstract*

Continuous and extensive temperature readings obtained during a period of 3 years in an integral solid slab prestressed concrete bridge deck are presented. There are few experimental results for this type of concrete bridge deck. The measured values are then compared to predictions made using the formulation for temperature actions proposed by Eurocode 1.

Keywords: uniform temperature, temperature gradient, concrete bridges, assessment, IAP-11, Eurocode 1, monitoring.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 101 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. FHECOR Ingenieros Consultores, (Madrid, España).

(2) Ingeniero Estructural. IDOM, S.A (Madrid, España).

(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria (Santander, España).

Persona de contacto / Corresponding author: hcp@fhecor.es

1. INTRODUCCIÓN

La importancia del efecto de la temperatura en puentes de hormigón ha sido estudiada por distintos autores como Barr et al. [1], Fu y DeWolf [2], Marí Bernat y Mirambell Arrizabalaga, E. [3].

En este trabajo se presentan los resultados de medidas de la temperatura de un paso superior integral con tablero constituido por una losa de hormigón postesada, situado en la provincia de Ávila.

La instrumentación del puente fue realizada por el Grupo Hormigón Estructural de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, Corres et al., [4], y se inscribe en el marco de un proyecto PROFIT liderado por la empresa constructora FCC y la consultora estructural FHECOR Ingenieros Consultores [5], en el que se instrumentan tanto temperaturas como deformaciones en diferentes secciones transversales del puente.

No se disponen de muchos registros de temperaturas en puentes macizos de hormigón. Emerson [6], recoge resultados en distintos tipos de puentes, entre ellos puentes de sección tipo losa de hormigón. En los últimos años en España, se han monitorizado distintos puentes en los que se han medido temperaturas, Crespo [7], Ortega et al. [8], [9], pero no hay registros de tableros de hormigón tipo losa.

El Eurocódigo 1 [10] y la IAP [11] proponen modelos similares, para la representación de la acción térmica en puentes. Los modelos utilizados por estas normativas para representar la acción térmica consideran los efectos debidos a la componente uniforme y el gradiente de temperatura. Estas componentes, producen respectivamente variaciones de longitud, curvaturas y, para estructuras hiperestáticas, esfuerzos. A nivel local, por otra parte, se produce un estado auto-equilibrado de tensiones, que genera tensiones adicionales en la sección. Este efecto no es considerado en todos los códigos que definen acciones térmicas.

En este trabajo, además, se comparan estos resultados experimentales con el modelo propuesto por el Eurocódigo 1 [10], para representar la temperatura.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA MONITORIZADA E INSTRUMENTACIÓN

El puente instrumentado es un puente integral de 64,00 m de longitud, de cuatro vanos de 12,00 + 20,00 +

20,00 + 12,00 m, respectivamente. El tablero es una losa maciza postesada, que se encuentra rígidamente unida a pilas y estribos. Los estribos se encuentran cimentados sobre pilotes metálicos, que le dan la flexibilidad necesaria para minimizar la coacción a los movimientos horizontales, mientras que las pilas se cimentan sobre zapatas (Figura 1).

En la Figura 2 se muestra un semialzado lateral del puente en el que se indican las 5 secciones instrumentadas. En la Figura 3, se muestra la situación de los 12 termistores instalados en cada una de las secciones transversales instrumentadas. Estos termistores forman parte de los sensores de cuerda vibrante instalados para medir deformaciones. Lamentablemente a lo largo del tiempo se han perdido algunos registros. La sección 5 conserva aún todos los sensores funcionando mientras que otras secciones han perdido alguno de los sensores.

Para medir la temperatura del ambiente se ha instalado una estación de medida de temperatura y humedad a la sombra en el propio emplazamiento del puente. Adicionalmente, se han solicitado los datos de temperatura y humedad de la estación meteorológica más cercana del Instituto Meteorológico Nacional, situada en Gotarrendura, a unos 4 Km del emplazamiento del puente. Con estos datos se ha contrastado la bondad de los datos obtenidos con la estación meteorológica propia.

Se cuenta con datos experimentales con intervalo de medición horaria desde el 06-08-2008 hasta el 19-11-2009, con intervalos de tres horas desde el 13-05-2010 hasta el 20-07-2011 y de forma diaria desde el 21-07-2011 hasta la actualidad. Debido a un fallo del equipo entre el 19-11-2009 hasta el 13-05-2010 hubo un periodo en el que se no se dispone de datos. En términos generales se dispone de datos en un periodo de aproximadamente tres años y medio. La monitorización aún continúa.

3. TRATAMIENTO NORMATIVO DE LA ACCIÓN DE TEMPERATURA

3.1. Definición de la acción térmica en el Eurocódigo 1 [10]

El Eurocódigo 1 [10] clasifica la acción térmica dentro de las acciones variables indirectas y utiliza un modelo para representarla con los siguientes componentes:



Figura 1. Puente integral monitorizado con tablero de hormigón postesado situado en la Provincia de Ávila, España

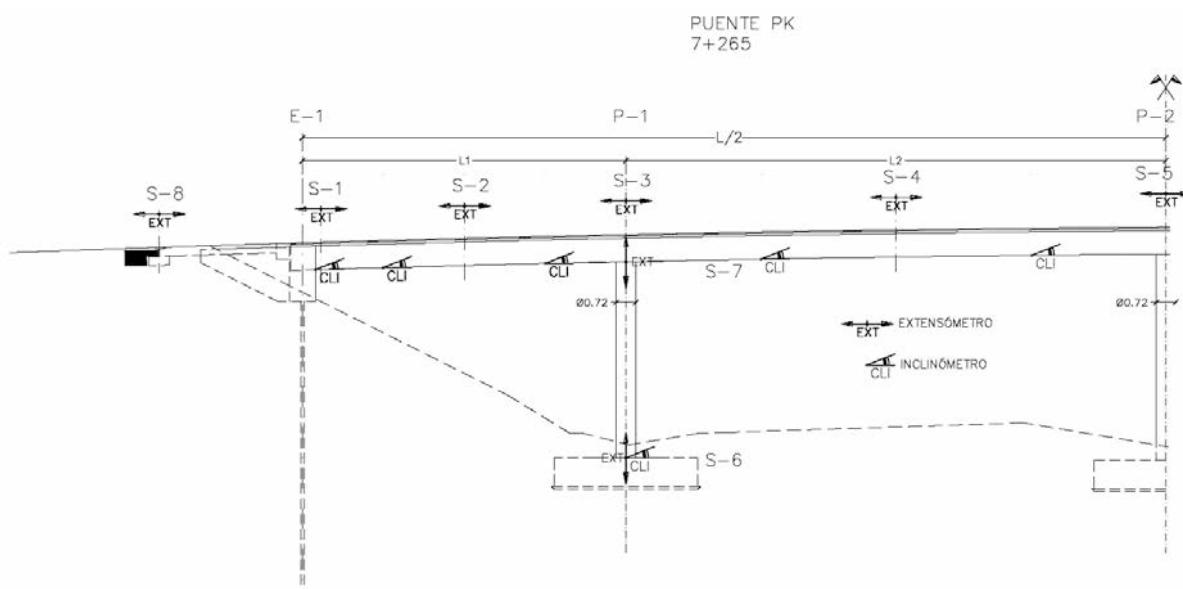


Figura 2. Situación de las secciones intrumentadas del tablero

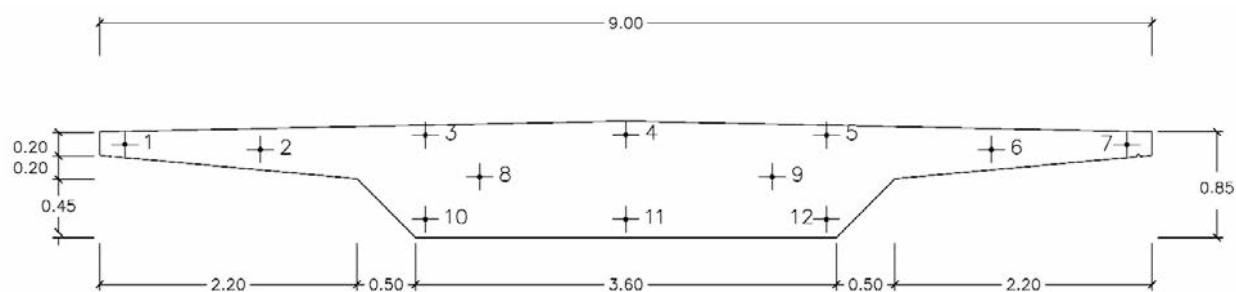


Figura 3. Situación de los sensores en cada una de las secciones transversales instrumentadas

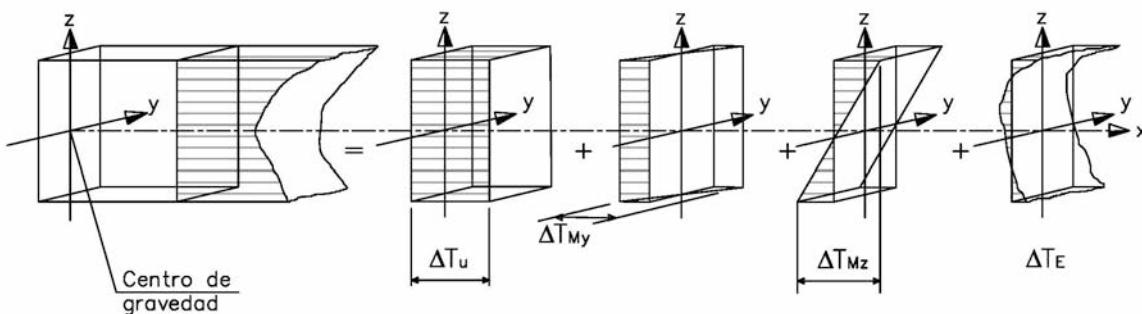


Figura 4. Modelo de representación de la acción térmica en puentes, propuesto por el Eurocódigo 1 [10]

- Componente uniforme de temperatura: ΔT_u
- Variación lineal de temperatura, de eje horizontal: ΔT_{Mz}
- Variación lineal de temperatura, de eje vertical: ΔT_{My}
- Variación no lineal de temperatura: ΔT_E

El Eurocódigo 1 [10] plantea dos procedimientos para la evaluación de los efectos de la acción térmica:

- Variación uniforme de temperatura ΔT_u aplicada en el centro de gravedad de la sección más un gradiente lineal ΔT_M . Este es el procedimiento propuesto también por la IAP [11].
- Variación uniforme de temperatura ΔT_u aplicada en el centro de gravedad de la sección más un gradiente no lineal que se obtiene como la suma de ΔT_E y ΔT_M

Los dos métodos generan una acción idéntica a nivel de estructura. A nivel de sección el segundo método, que tiene en cuenta el estado autoequilibrado ΔT_E ,

generará unas tensiones en la sección que tienen influencia solo a nivel seccional.

El primer paso para la obtención de las componentes citadas en la Figura 4, es la obtención de la temperatura ambiente máxima y mínima para cada emplazamiento. Para dichos valores, el Eurocódigo 1 [10] remite a los Anejos Nacionales por tratarse de datos locales. Los valores extremos requeridos corresponden a un periodo de retorno de 50 años que se corriegen para obtener temperaturas con un periodo de retorno de 100 años, con las Ecuaciones 1 y 2.

$$T_{\max,p} = T_{\max} \left[0,781 - 0,056 \ln[-\ln(1-p)] \right] \quad (1)$$

$$T_{\min,p} = T_{\min} \left[0,393 - 0,156 \ln[-\ln(1-p)] \right] \quad (2)$$

A partir de estos valores, se obtienen las temperaturas máximas y mínimas de la componente uniforme, en función de la tipología y del material utilizado en el tablero: acero, hormigón o mixto.

Por otro lado hay que determinar el gradiente lineal o, es su caso, el gradiente no lineal de temperatura. Para ambos casos, se dan valores en función de la tipología y el espesor de pavimento, tanto para el enfriamiento como para el calentamiento.

3.2. Valores normativos para el puente en estudio

Para la localización y altitud en la que se encuentra el puente, de acuerdo con el Anejo Nacional español del Eurocódigo 1 [10], las temperaturas máximas y mínimas son:

- Temperaturas máxima y mínima ambientales, corregidas para un periodo de retorno de 100 años:
 $T_{\max} = 44,6^{\circ}\text{C}$ y $T_{\min} = -21,6^{\circ}\text{C}$.
- Temperaturas máxima y mínima uniformes en el tablero.
 $T_{e,\max} = 44,6 + 2 = 46,6^{\circ}\text{C}$ y $T_{e,\min} = -21,6 + 8 = -13,6^{\circ}\text{C}$.

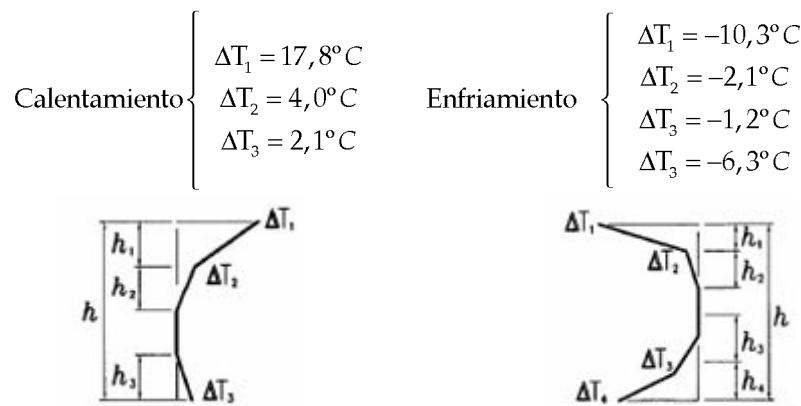


Figura 5. Gradiente no lineal propuesto por el Eurocódigo 1 [10].

- Variación lineal de temperatura, de eje horizontal, para calentamiento, es decir, con la fibra superior más caliente
 $\Delta_{TM,heat} = 15^{\circ}\text{C}$.
y para enfriamiento, es decir, con la fibra inferior más caliente.
 $\Delta_{TM,cool} = -8^{\circ}\text{C}$.
- Variación no lineal de la temperatura (Figura 5).

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

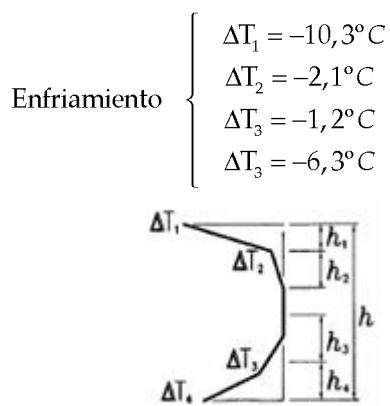
4.1. Obtención de los valores que definen el modelo del Eurocódigo 1 [10], para representar la acción térmica en puentes, a partir de los resultados experimentales de temperatura medidos

A partir de los resultados experimentales de temperatura obtenidos en las 5 secciones instrumentadas, en los 12 sensores por sección, se ha estimado el incremento uniforme ΔT_w , la variación lineal de temperaturas, de eje horizontal, ΔT_M y la variación no lineal ΔT_E , según el modelo utilizado por el Eurocódigo 1 [10] para representar la acción térmica en puentes. La variación lineal de temperatura de eje vertical es despreciable en este puente. El puente monitorizado está orientado en dirección Norte – Sur por lo que no hay una gran variación de temperatura transversalmente. Además, la tipología de losa maciza de hormigón es poco sensible a este efecto.

Para la estimación del efecto de la temperatura, a partir de las medidas obtenidas durante la monitorización y de acuerdo con los criterios expuestos por el Eurocódigo 1 [10], se ha seguido el siguiente procedimiento.

Se determina la temperatura media de tres fibras, la superior, a partir de las temperaturas de los sensores del 1 al 7, la media, a partir de las temperaturas de los sensores 8 y 9, y la inferior, a partir de las temperaturas de los sensores del 10 al 12.

Se supone una variación parabólica de la temperatura entre las tres temperaturas medias determinadas, tal como se muestra en la Figura 6.



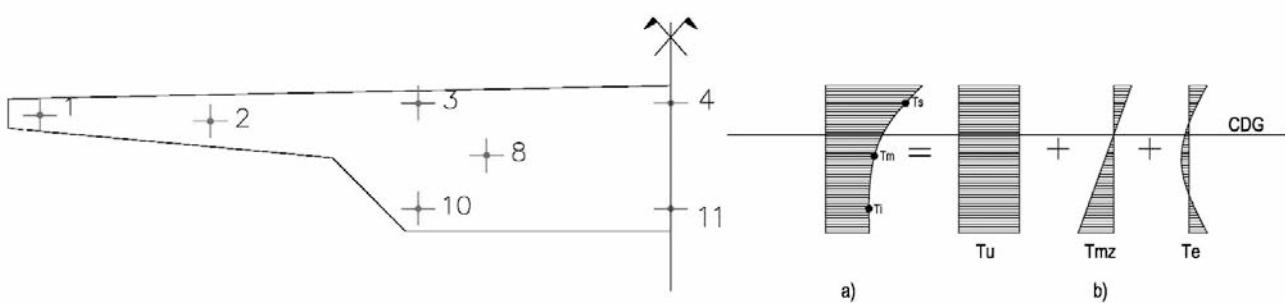


Figura 6. a) Temperatura media de las fibras superior, T_s , media, T_m , e inferior, T_i , obtenida a partir de los resultados experimentales, y el ajuste parabólico supuesto. b) Modelo de temperatura uniforme, gradiente lineal y no lineal representativo de las medidas experimentales, de acuerdo con el modelo propuesto por el Eurocódigo 1 [10] para representar la acción térmica en puentes.

Para cada una de las temperaturas medias obtenidas en cada sección, T_s , T_m , T_i , se definen las tres componentes del modelo del Eurocódigo 1 [10], la temperatura uniforme ΔT_u , la variación lineal ΔT_{Mz} y la variación no lineal autoequilibrada, a partir de las Ecuaciones 3, 4 y 5. Para la variación no lineal se supone también una distribución parabólica.

$$T_s = \Delta T_u + \frac{y_s}{h} \cdot \Delta T_{Mz} + (a + b \cdot y_s + c \cdot y_s^2) \quad (3)$$

$$T_m = \Delta T_u + \frac{y_m}{h} \cdot \Delta T_{Mz} + (a + b \cdot y_m + c \cdot y_m^2) \quad (4)$$

$$T_i = \Delta T_u + \frac{y_i}{h} \cdot \Delta T_{Mz} + (a + b \cdot y_i + c \cdot y_i^2) \quad (5)$$

Para la componente no lineal de temperatura se define, además, la condición de autoequilibrio, lo que permite obtener dos Ecuaciones más, la 6 y la 7.

$$\sum M = 0 \quad (6)$$

$$\sum N = 0 \quad (7)$$

La deformación de una fibra cualquiera de la sección, debida únicamente a la distribución no lineal autoequilibrada, es la expresada en las Ecuaciones 8 y 9.

$$\epsilon(y) = \alpha T^*(y) \quad (8)$$

$$T^*(y) = (a + b \cdot y + c \cdot y^2) \quad (9)$$

Y el axil y momento a nivel seccional serán, según las Ecuaciones 10 y 11:

$$N = \int_0^h E \alpha T^*(y) b(y) dy \quad (10)$$

$$M = \int_0^h E \alpha T^*(y) b(y) y dy \quad (11)$$

siendo $b(y)$ el ancho de la fibra de la sección a la altura y considerada.

Por tanto el sistema de ecuaciones a resolver resulta el siguiente, compuesto por las *Ecuaciones 3, 4, 5, 12 y 13*:

$$N = \int_0^h (a + b \cdot y + c \cdot y^2) b(y) dy = 0 \quad (12)$$

$$M = \int_0^h (a + b \cdot y + c \cdot y^2) b(y) y dy = 0 \quad (13)$$

De la resolución de este sistema de ecuaciones se pueden obtener ΔT_u , T_{Mz} , a , b , c , que definen las componentes del modelo para representar la acción térmica según el Eurocódigo 1 [10], a partir de las temperaturas medias, T_s , T_m , T_i , determinadas a partir de las temperaturas medidas durante la monitorización y los datos geométricos de las sección, y_s , profundidad de los sensores del 1 al 7, y_m , profundidad de los sensores 8 y 9, y_i , profundidad de los sensores del 10 al 12, $b(y)$, anchura de la sección transversal a la profundidad considerada, y h , altura de la sección.

4.2. Resultados experimentales de temperaturas medidas

En las figuras siguientes se muestran algunos de los resultados experimentales medidos a lo largo de la monitorización en las 5 secciones instrumentadas del tablero y en los 12 sensores existentes en cada sección.

En la Figura 7 se muestran los valores de temperatura medida en la sección 5, el 01/01/2009 a las 10:00. Se puede ver que casi todos los sensores están a la misma temperatura.

En la Figura 8 se muestran los valores medios de las tres fibras instrumentadas, para el mismo día y hora, en las distintas secciones controladas. Aquí también se ve que en invierno la temperatura es muy parecida a lo largo del puente.

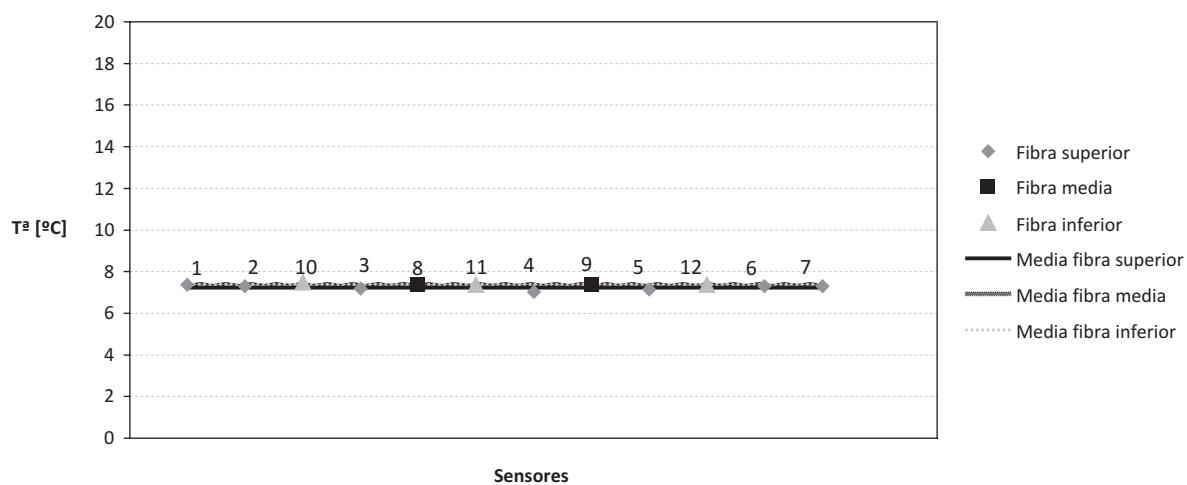


Figura 7. Valores de temperatura en los sensores de la sección 5 para el día más frío. 01/01/2009 a las 10:00

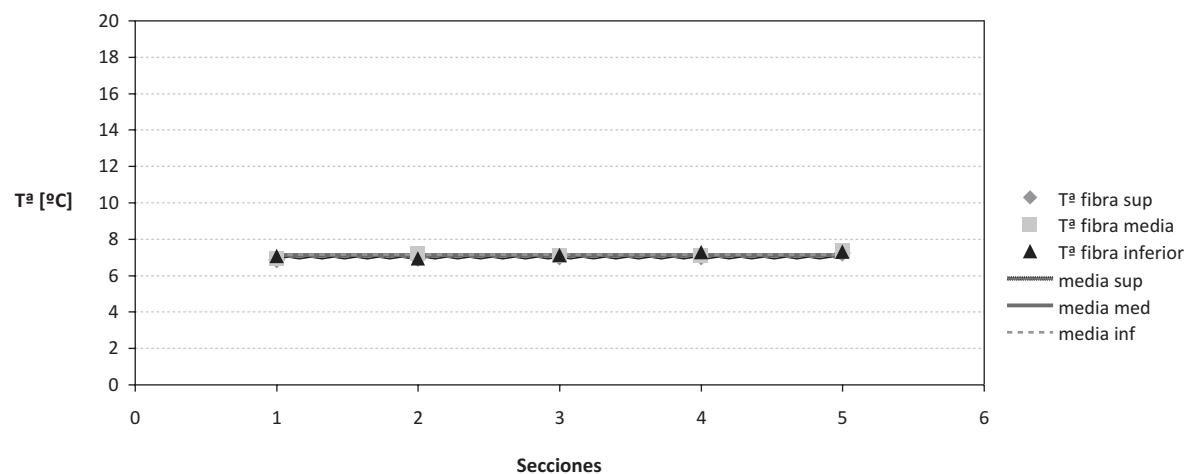


Figura 8. Valores de temperaturas medias para las distintas fibras y secciones para el día más frío. 01/01/2009 a las 10:00

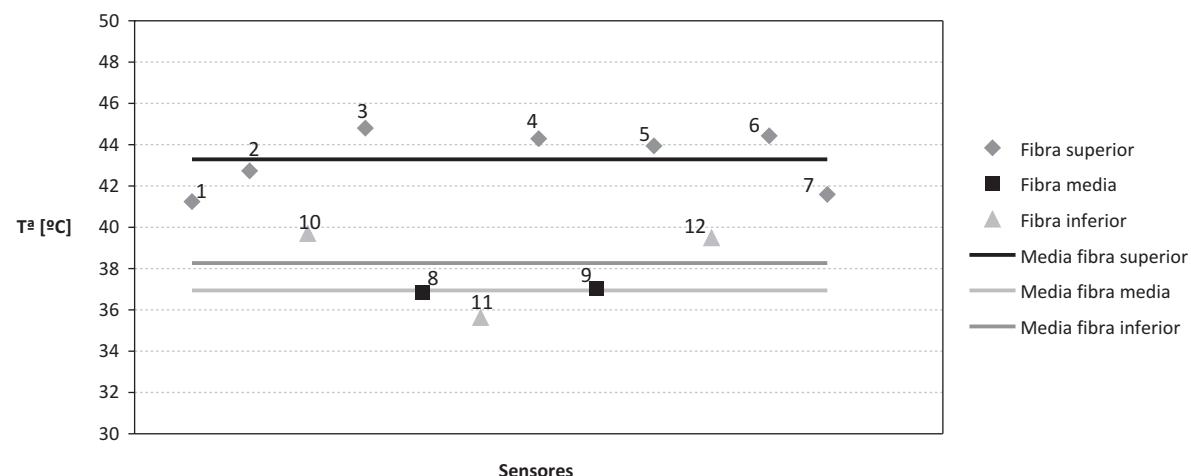


Figura 9. Valores de temperatura en los sensores de la sección 5 para el día más caluroso. 23/08/2009 a las 19:00

En la Figura 9 se muestran los valores de temperatura medidos en la sección 5, el 23/08/2009 a las 19:00, un día de verano. Se puede ver que en este caso las diferencias de temperatura entre los sensores de cada fibra tienen variaciones mayores, muy probablemente debido al efecto de la radiación. En la fibra

superior hay diferencias máximas de temperatura entre sensores de 4° C, aproximadamente, estando más calientes las fibras de la parte central de la sección y menos las de los extremos de los voladizos. Los sensores de la fibra intermedia tienen prácticamente la misma temperatura. Los sensores de la fibra

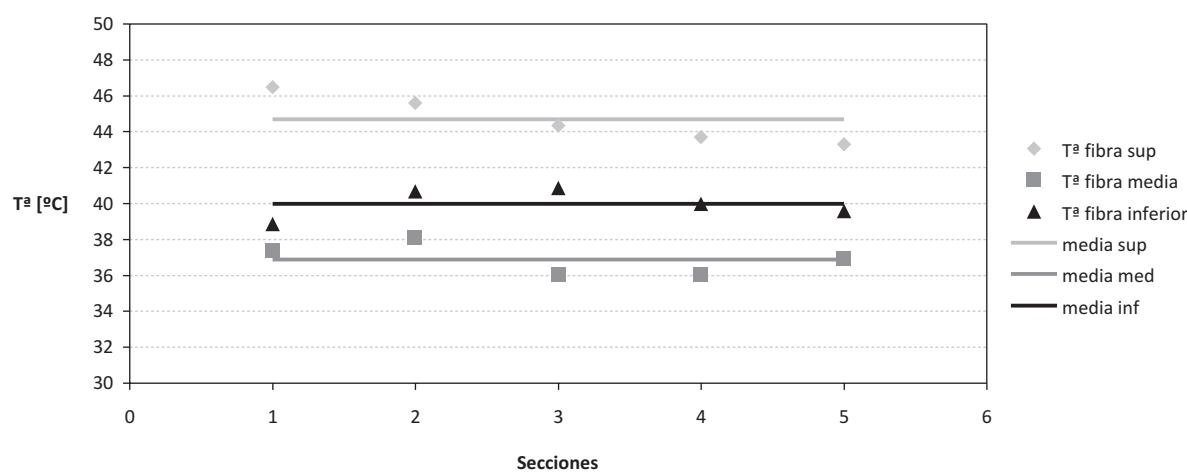


Figura 10. Valores de temperaturas medias para las distintas fibras y secciones para el día más caluroso. 23/08/2009 a las 19:00

inferior tienen variaciones, también, de aproximadamente 4 °C. También se observa que la temperatura media de la fibra intermedia es menor que la superior y la inferior.

En la Figura 10 se muestran los valores medios de las tres fibras instrumentadas, para el mismo día y hora,

en las distintas secciones controladas. Se observa que el comportamiento a lo largo del puente es similar, pero con variaciones de temperatura, entre las distintas secciones, mayores que en invierno.

En las Figuras 11, 12 y 13 se muestra la variación de la temperatura de los sensores de las distintas fibras

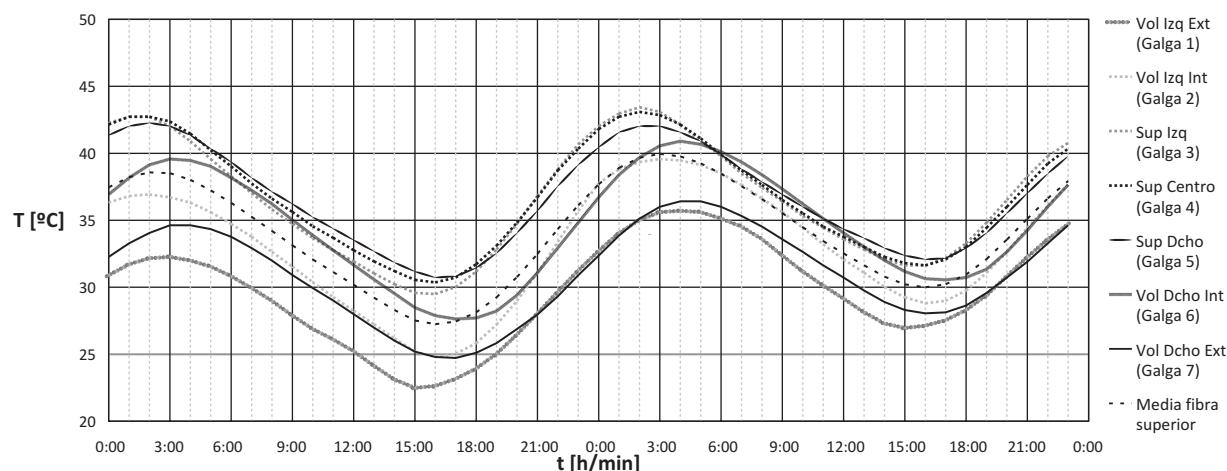


Figura 11. Comparación entre los valores de temperaturas para los sensores de la fibra superior, sensores del 1 al 7, y su valor medio, para dos días de verano, el 16 y 17 de Julio del 2009

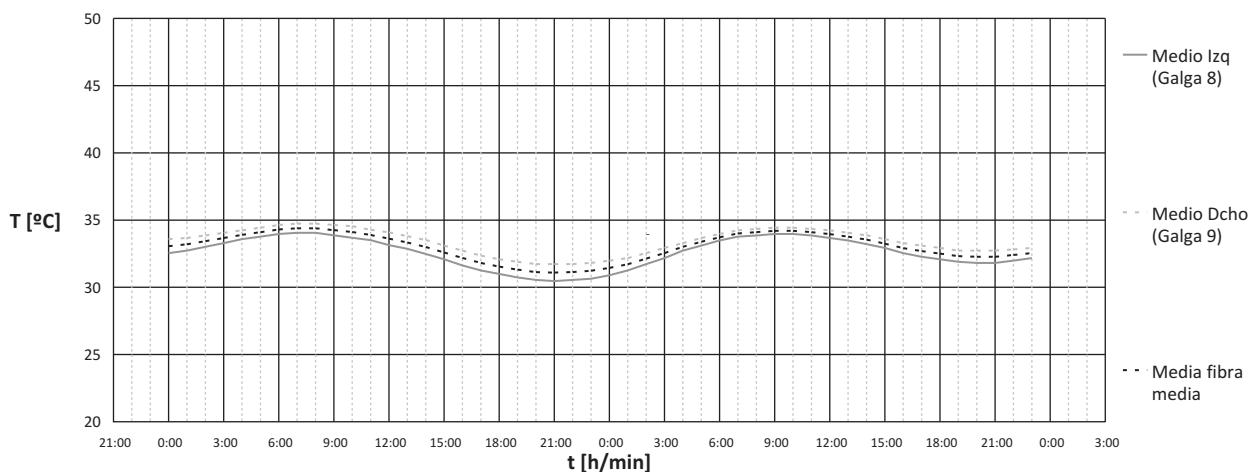


Figura 12. Comparación entre los valores de temperaturas para los sensores de la fibra media, sensores 8 y 9, y su valor medio, para dos días de verano, el 16 y 17 de Julio del 2009

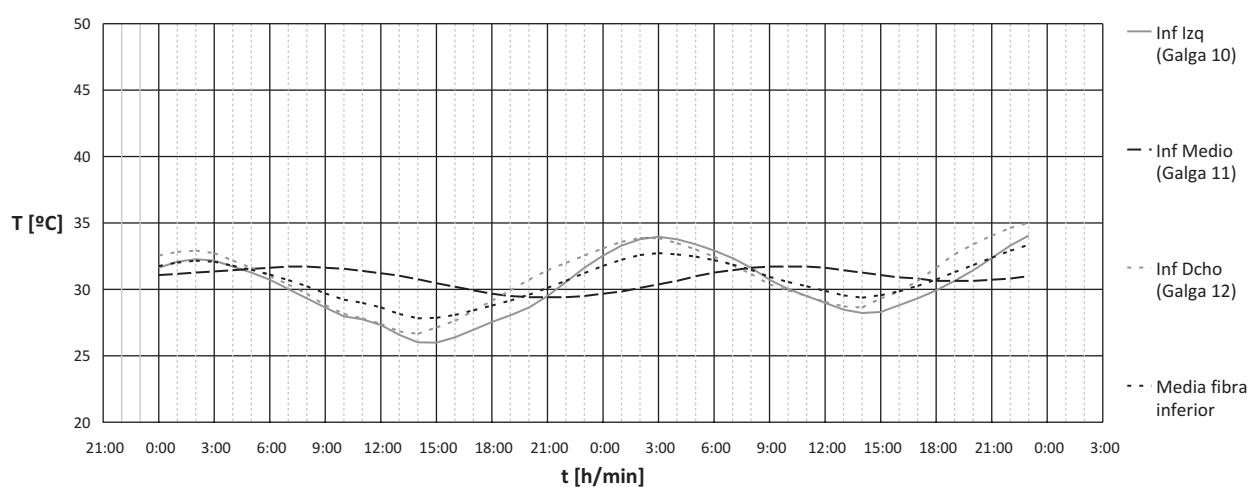


Figura 13. Comparación entre los valores de temperaturas para los sensores de la fibra inferior, sensores del 10 al 12, y su valor medio, para dos días de verano, el 16 y 17 de Julio del 2009

y el valor medio adoptado para la fibra correspondiente, en la sección 5 en dos días del verano, que es cuando más variaciones de temperatura se han observado.

4.3. Valores de temperatura uniforme y gradientes de temperatura lineal y no lineal, estimados de acuerdo con el modelo del Eurocódigo 1 [10] para representar la acción térmica en puentes, a partir de las temperaturas obtenidas experimentalmente.

En la Figura 14 se muestra la distribución de temperaturas medida, en las fibras controladas, para el día de máximo gradiente de calentamiento y enfriamiento. Se muestra asimismo, tal como se ha explicado, la aproximación parabólica supuesta para el resto de las fibras. Finalmente, para la misma sección, se muestran los valores de temperatura media, variación lineal y no lineal de temperatura, obtenidos con la formulación anteriormente explicada y con los criterios establecidos por el Eurocódigo 1 [10] para representar la acción térmica en puentes.

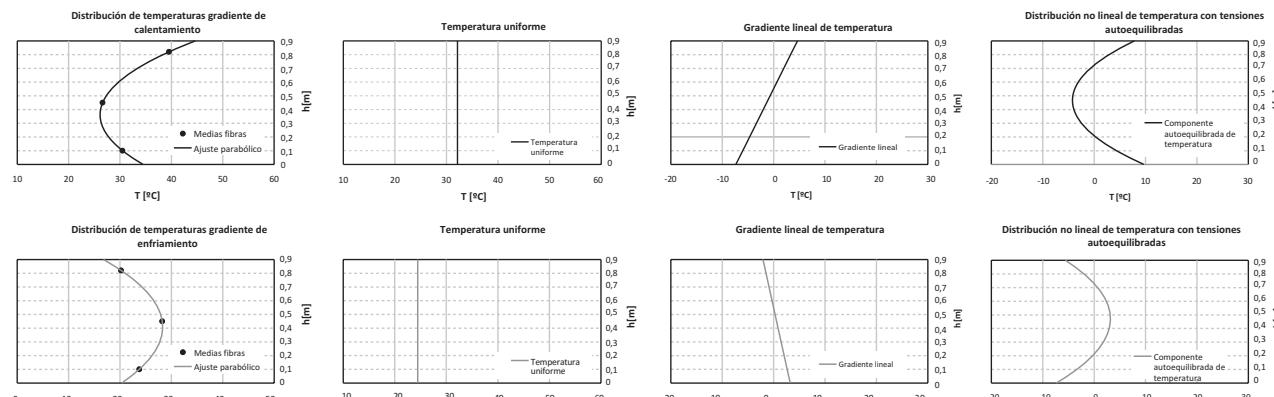


Figura 14. Perfil de distribución de temperatura a partir de las temperaturas medidas y valores de temperaturas uniforme y gradientes obtenidos de acuerdo con el modelo del Eurocódigo 1 [10] para representar la acción térmica en puentes. a) para un día de gradiente de calentamiento, 11/06/2009 a las 19:00, y b) para un día de gradiente de enfriamiento, 02/09/2009 a las 09:00

4.3.1. Variación uniforme de temperatura estimada de las temperaturas medidas experimentalmente con el modelo del Eurocódigo 1 [10]

En la Figura 15, se muestra la temperatura uniforme estimada en el tablero y la temperatura ambiente en función del tiempo. También se indican los valores máximos y mínimos de temperatura uniforme del puente en estudio, definidos según el Eurocódigo 1 [10].

Como se puede ver en el periodo de monitorización no se han alcanzado las temperaturas uniforme máxima o mínima normativa. La temperatura uniforme máxima estimada, a partir de las medidas realizadas, es $44,1^{\circ}\text{C}$ y la uniforme mínima estimada es de $-2,7^{\circ}\text{C}$, durante el periodo de monitorización, según se muestra en las Tablas 1 y 2. El rango de variación máximo de temperatura uniforme estimado ha sido de $\Delta T_u = 46,8^{\circ}\text{C}$, inferior a $\Delta T_u = 60,2^{\circ}\text{C}$ previsto por el Eurocódigo 1 [10].

En las tablas 1 y 2 se muestran los valores de temperatura ambiente máxima y mínima medidas, los va-

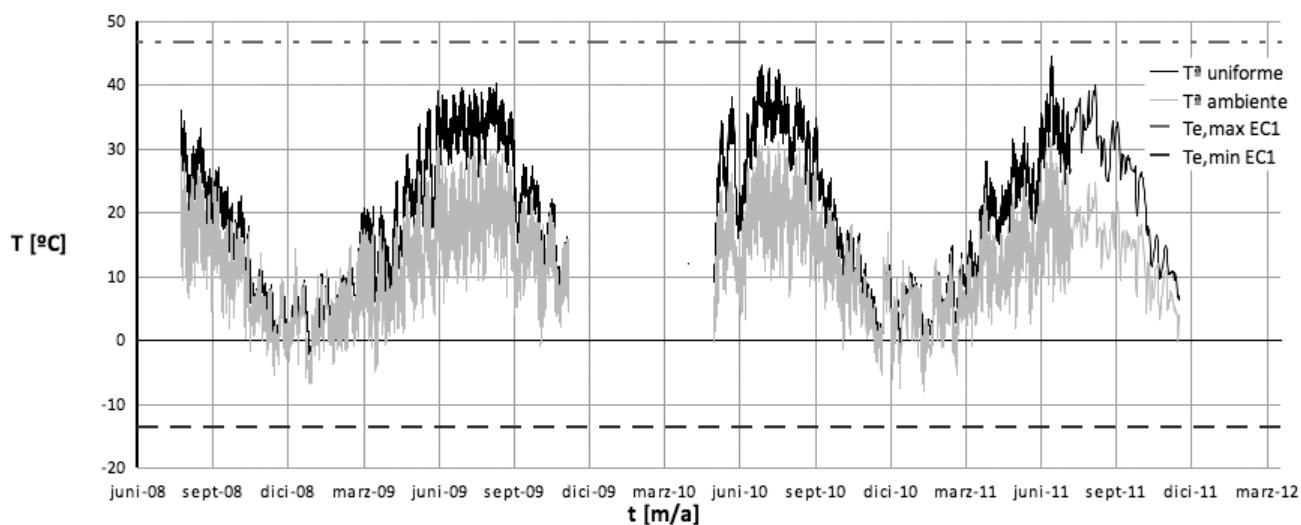


Figura 15. Comparación de la evolución de la temperatura uniforme del tablero y la del ambiente en todo el intervalo de monitorización

Tabla 1. Valores máximos de temperatura de temperatura ambiente, de temperatura uniforme, estimados a partir de las medidas experimentales realizadas, y valores propuestos por el Eurocódigo [10]

Fecha	T_{\max} (Temperatura ambiente máxima medida)	$T_{\max,EC1}$ (Temperatura ambiente máxima propuesta EC1)	$T_{e,max,exp}$ (Temperatura uniforme máxima estimada)	$T_{e,max,EC1}$ (Temperatura uniforme máxima propuesta EC1) $T_{\max,EC1} + 2^\circ C$	$T_{e,max,EC1,est}$ (Temperatura uniforme máxima propuesta EC1 a partir de la ambiente) $T_{\max} + 2^\circ C$
23/08/2009	30,1°C	44,6°C	40,3°C	46,6°C	32,1°C
10/07/2010	29,0°C		43,2°C		31,0°C
27/06/2011	30,9°C		44,1°C		32,9°C

Tabla 2. Valores mínimos de temperatura de temperatura ambiente y de temperatura uniforme, estimados a partir de las medidas experimentales realizadas, y los valores propuestos por el Eurocódigo [10]

Fecha	T_{\min} (Temperatura ambiente mínima medida)	$T_{\min,EC1}$ (Temperatura ambiente mínima propuesta EC1)	$T_{e,min,exp}$ (Temperatura uniforme mínima estimada)	$T_{e,min,EC1}$ (Temperatura uniforme mínima propuesta EC1) $T_{\min,EC1} + 8^\circ C$	$T_{e,min,EC1,est}$ (Temperatura uniforme mínima propuesta EC1 a partir de la ambiente) $T_{\min} + 8^\circ C$
01/01/2009	-6,8°C	-21,6°C	-2,7°C	-13,6°C	1,2°C
26/12/2010	-7,5°C		-1,2°C		0,5°C
24/01/2011	-7,9°C		-2,33°C		0,1°C

lores de temperaturas ambiente máxima y mínima propuestas por el Eurocódigo 1 [10] para el lugar del emplazamiento, los valores máximos y mínimos estimados de temperatura uniforme, de acuerdo con lo indicado en el apartado 4.1, los valores máximos y mínimos de temperatura uniforme propuestos por el Eurocódigo 1 [10]. Finalmente, para favorecer la comparación, se indican los valores de temperatura uniforme obtenidos a partir de las temperaturas ambientes medidas y sumandole 8°C a la mínima ambiente para obtener la temperatura uniforme mínima y su-

mándole 2°C a la máxima ambiente para obtener la temperatura uniforme máxima.

De estas tablas se puede ver que el criterio de obtención de la temperatura uniforme máxima y mínima, a partir de la temperatura máxima y mínimas ambientes sumandole 2°C y 8°C respectivamente no parece adecuado para este puente.

En las Figuras 16 y 17 se representa la evolución de la temperatura uniforme del tablero, estimada de acuer-

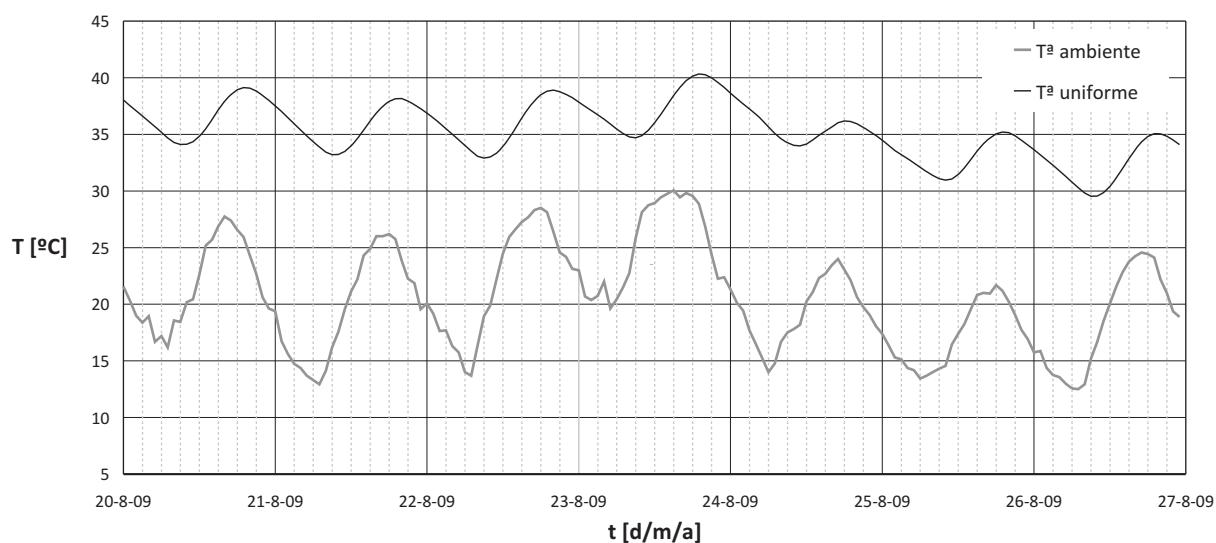


Figura 16. Comparación de la evolución de la temperatura uniforme del tablero y la del ambiente, en una semana de verano del 20 al 27 de agosto del 2009

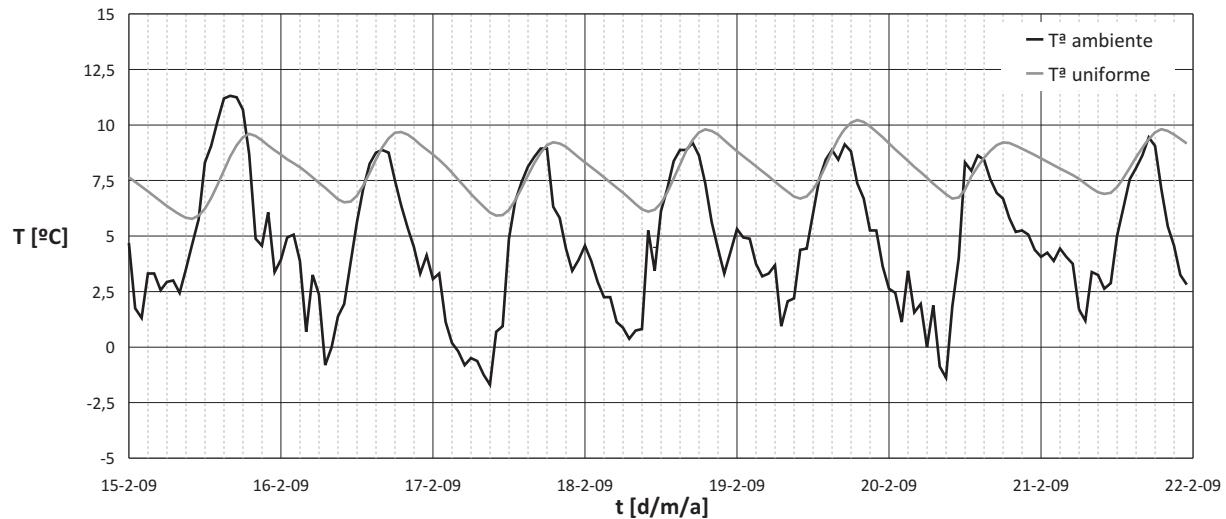


Figura 17. Comparación de la evolución de la temperatura uniforme del tablero y la del ambiente durante una semana de invierno del 15 al 21 de febrero del 2009

do con lo indicado en el apartado 4.1, y la del ambiente durante una semana de verano e invierno, respectivamente. Se puede ver cómo en la semana de agosto de 2009 la temperatura del tablero está en torno a 10°C superior a la ambiente. Este hecho pone de manifiesto la influencia importantísima de la radiación en verano. Además aquí también puede verse que en este puente la diferencia entre la temperatura uniforme y la ambiente es mucho mayor que los 2°C propuestos por el Eurocódigo 1 [10]. En la semana de febrero puede verse también que la diferencia entre la temperatura uniforme y ambiente es menor que los 8°C propuestos por el Eurocódigo 1 [10].

En la Figura 18 se muestra el mismo problema pero para todo el periodo que ha durado la monitorización. En la Figura 18 a) se muestra para cada día la temperatura máxima ambiente, la temperatura máxima uniforme estimada, de acuerdo con el apartado 4.1, y la diferencia entre ambas. Debe tenerse en cuenta que los valores máximos de ambas magnitudes no se producen en el mismo momento y están

desfasados unas horas. Si se analizan las diferencias que se producen en verano, éstas son mayores que los 2°C propuestos por el Eurocódigo 1 [10], registrándose valores de diferencia de hasta 15°C. En la Figura 18 b) se muestra para cada día la temperatura mínima ambiente, la temperatura mínima uniforme estimada, de acuerdo con el apartado 4.1, y la diferencia entre ambas. Las diferencias que se producen en invierno son menores que los 8°C propuestos por el Eurocódigo 1 [10], registrándose valores de diferencia de hasta 4°C.

En la Figura 19 se muestra la relación de la temperatura ambiente y la temperatura uniforme para valores máximos a) y mínimos b). También se ha representado el criterio del Eurocódigo [10], utilizando sendas rectas de pendiente unidad y una ordenada en el origen de + 2°C para los máximos a) y + 8°C para los mínimos b). Además en estas figuras se ha representado el valor de temperatura uniforme propuesto por el Eurocódigo 1 [10] para la máxima y mínima ambiente definida para el emplazamiento.

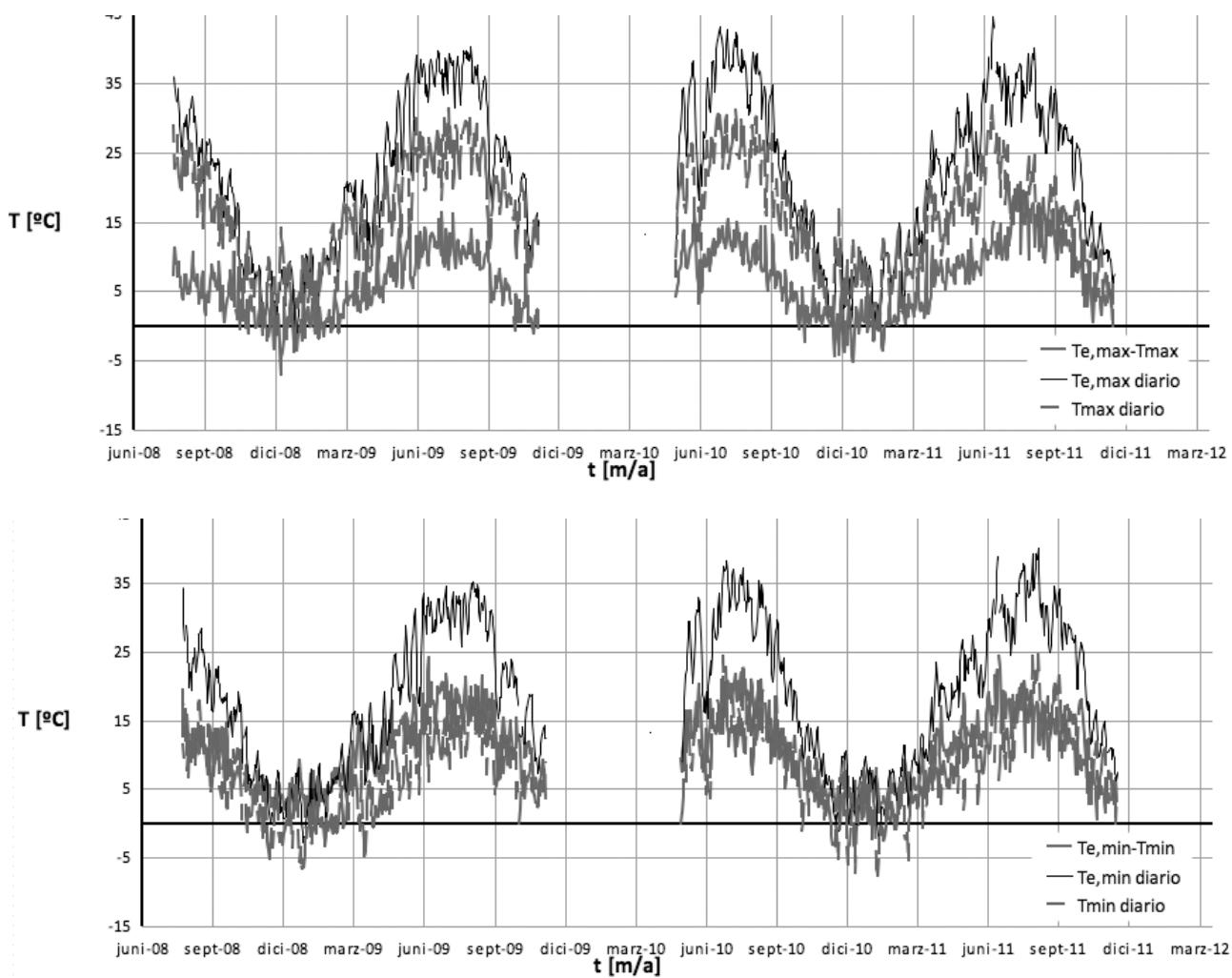


Figura 18. a) Evolución con el tiempo de la temperatura uniforme máxima diaria del tablero, la temperatura ambiente máxima de ese mismo día y la diferencia entre ambas. b) Evolución con el tiempo de la temperatura uniforme mínima diaria del tablero, la temperatura ambiente mínima de ese mismo día y la diferencia entre ambas

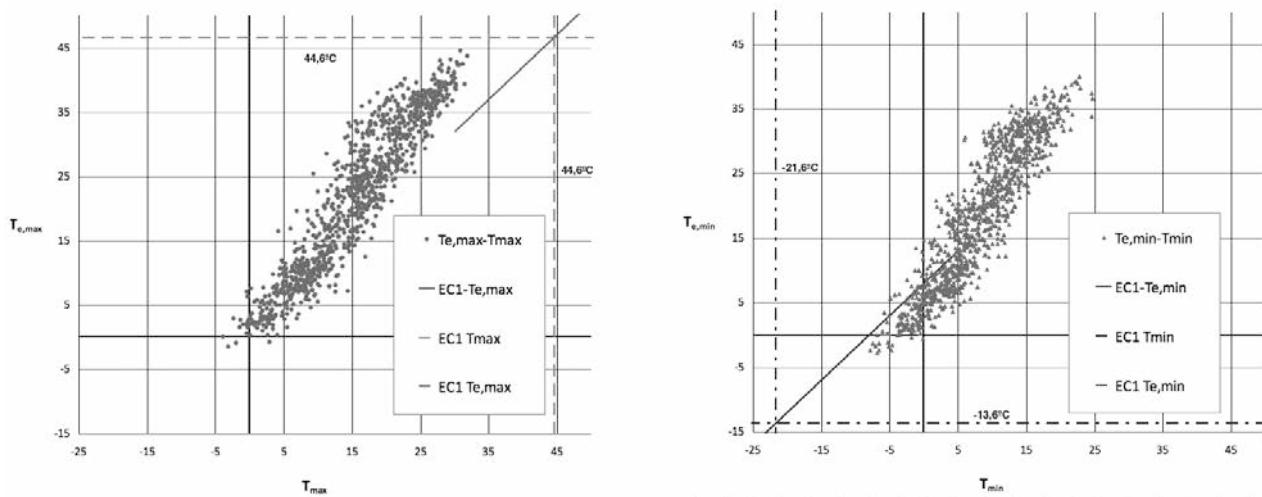


Figura 19. a) Relación entre la temperatura uniforme máxima diaria del tablero y la temperatura máxima diaria ambiental.
b) Relación entre la temperatura uniforme mínima diaria del tablero y la temperatura mínima diaria ambiental

Como puede verse en ambos casos, los valores de temperatura uniforme máxima estimadas, a partir de los resultados experimentales, son mayores que los previstos en el Eurocódigo 1 [10] y los mínimos menores.

Otros resultados publicados, M. Ortega et al. [8], P. Crespo [7], que corresponden a puentes situados en otros emplazamientos y con otra tipología de tableros, mixtos o cajones de hormigón, muestran que la temperatura uniforme estimada a partir de las tempe-

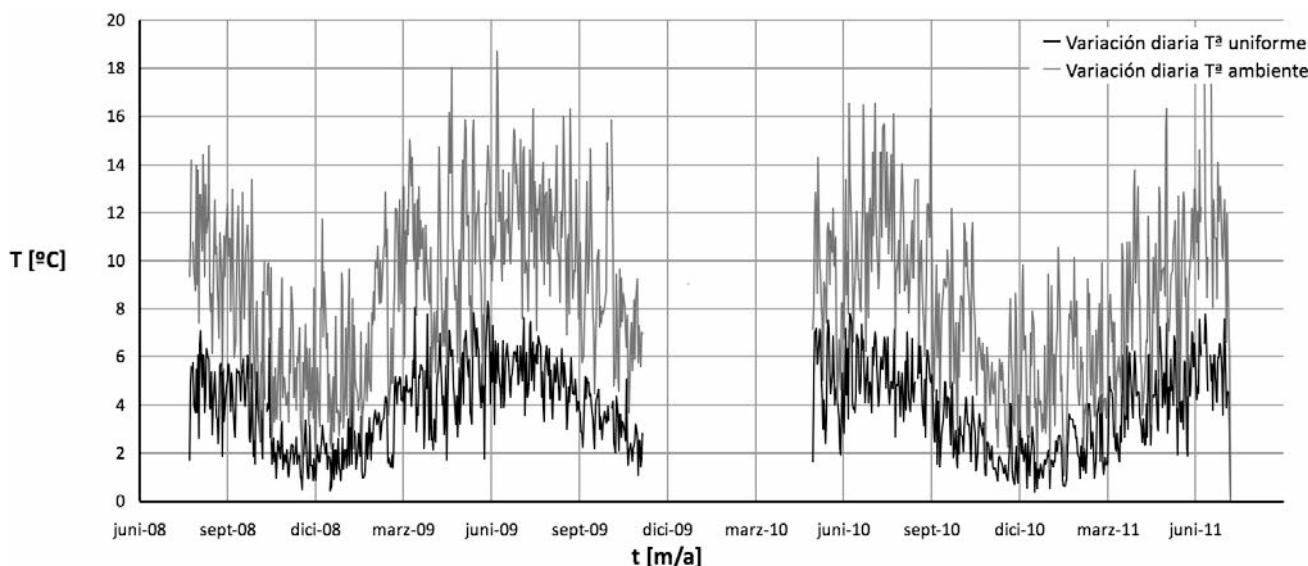


Figura 20. Variación diaria de la temperatura ambiente y de temperatura uniforme en el tablero

raturas medidas en el tablero se ajustan bien a las previstas según el Eurocódigo 1 [10].

Debe indicarse que los valores normativos son válidos para las temperaturas ambientales máximas y mínimas y que durante el periodo de monitorización no se han alcanzado. En este periodo no se han registrado las temperaturas extremas máximas y mínimas previstas con 100 años de periodo de retorno. Podría ocurrir, aunque no es fácil de imaginar de acuerdo con la tendencia mostrada, que para temperaturas más extremas, próximas a las máximas y mínimas ambientales previstas en la normativa para el emplazamiento del puente estudiado, el efecto de la radiación sea diferente, menos importante, y que las temperaturas uniformes se acerquen más a las normativas.

Otra explicación de las diferencias observadas respecto a la normativa, podría encontrarse en la alta variación térmica diaria que existe en la zona de emplazamiento del puente. Según la información disponible, los valores de 2 y 8°C, que propone el Eurocódigo 1 [10],

como diferencia entre la temperatura uniforme y la ambiente, proceden de estimaciones realizadas para emplazamientos donde la variación térmica diaria no es mayor que 10°C. *“Los valores en la Figura 6.1 (Eurocódigo 1) están basados en variaciones diarias de temperatura de 10°C. Dicho rango puede ser considerado adecuado para la mayor parte de los Estados miembros”* [10].

En la Figura 20 se muestra la variación diaria de temperatura ambiente y la variación diaria de temperatura uniforme del tablero. Como se puede ver las variaciones de temperatura del ambiente son mayores que las del tablero, dado que este último tiene una inercia térmica que se pone de manifiesto. La variación máxima de temperatura ambiente ha llegado a ser de 18°C, casi el doble de lo considerado por el Eurocódigo 1 [10] en sus predicciones.

Possiblemente, con la existencia de más datos experimentales y estudios específicos, podría proponerse una corrección del criterio del Eurocódigo 1 [10] cuando existan, en ciertos emplazamientos, variaciones diarias de temperatura muy grandes.

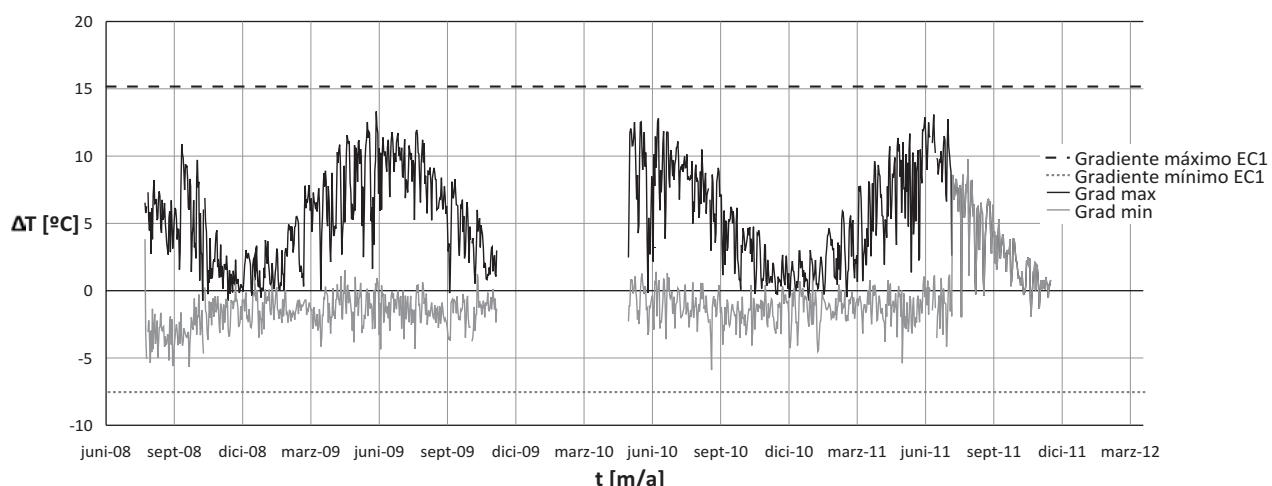


Figura 21. Variación del gradiente lineal de temperatura en el tablero, máximo y mínimo, con el tiempo

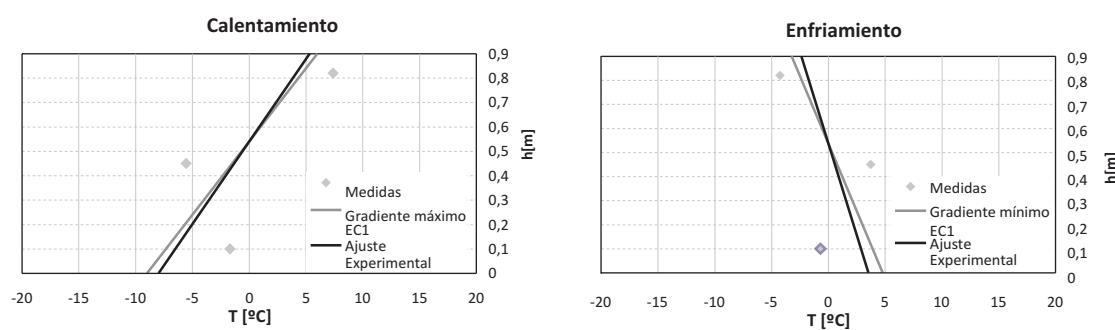


Figura 22. Comparación entre gradiente lineal del Eurocódigo 1 [10] con valores estimados a partir de las medidas experimentales de temperatura en el tablero

Los datos que se muestran en la Figura 20 pueden ser útiles para el dimensionamiento de elementos no estructurales como apoyos y juntas, en los que tenga influencia la velocidad de deformación del tablero.

4.3.2. Variacion lineal de temperatura. Gradiente

En la Figura 21 se muestra el valor del gradiente lineal máximo y mínimo con el tiempo. También se muestran los valores máximos y mínimos propuestos por el Eurocódigo 1 [10]. Se observa que los valores máximos del gradiente positivo se dan claramente en verano. En cambio, para los valores mínimos de gradiente negativo no se identifica ningún periodo del año como preponderante.

De acuerdo con los datos indicados en las tablas 3 y 4 el gradiente positivo máximo estimado, fibra superior más caliente, es de $13,3^\circ\text{C}$ frente a los 15°C propuestos por el Eurocódigo 1 [10]. Los valores mínimos de gradiente negativo estimado, fibra inferior más caliente, son de $-5,9^\circ\text{C}$ frente a los -8°C normativos. El rango de variación máximo medido ha sido de $19,2^\circ\text{C}$ frente a 23°C propuestos por el Eurocódigo 1 [10].

En la Figura 22 se muestran los valores de temperatura de las tres fibras instrumentadas y el gradiente lineal, estimado de acuerdo con lo indicado en 4.1, para el instante de máximo gradiente de calentamiento que se ha producido el 11/06/2009 y el instante de máximo gradiente de enfriamiento que se ha producido el 02/09/2009. Además se muestra el gradiente de temperatura lineal propuestos por el Eurocódigo 1 [10].

Se ve que la propuesta del Eurocódigo 1 [10] es suficientemente aproximada al obtenido experimentalmente. Efectivamente durante el tiempo de monitoreo no se han medido los valores extremos de gradiente establecidos por la normativa, sin embargo el criterio adoptado parece adecuado para los gradientes medidos.

En las Figuras 23 y 24 se muestra la variación del gradiente a lo largo del tiempo, para una semana de verano y otra de invierno respectivamente. En las mismas figuras se representa también la variación diaria de temperatura ambiente con el tiempo. El gradiente varía diariamente más en verano que en invierno. El máximo gradiente se presenta sobre las

Tabla 3. Valores máximos de gradiente y los valores correspondientes propuestos por el Eurocódigo [10]

Fecha	$\Delta T_{M,\max,exp}$ (Gradiente lineal máximo de calentamiento estimado)	$\Delta T_{M,\max}$ (Gradiente lineal de calentamiento propuesto EC1)
11/06/2009	$13,3^\circ\text{C}$	15°C
23/06/2010	$12,8^\circ\text{C}$	
26/06/2011	$13,1^\circ\text{C}$	

Tabla 4. Valores mínimos de gradiente y los valores correspondientes propuestos por el Eurocódigo [10]

Fecha	$\Delta T_{M,\min,exp}$ (Gradiente lineal mínimo de enfriamiento estimado)	$T_{M,\min}$ (Gradiente lineal de enfriamiento propuesto EC1)
17/06/2009	$-4,4^\circ\text{C}$	-8°C
02/09/2010	$-5,9^\circ\text{C}$	
15/05/2011	$-5,4^\circ\text{C}$	

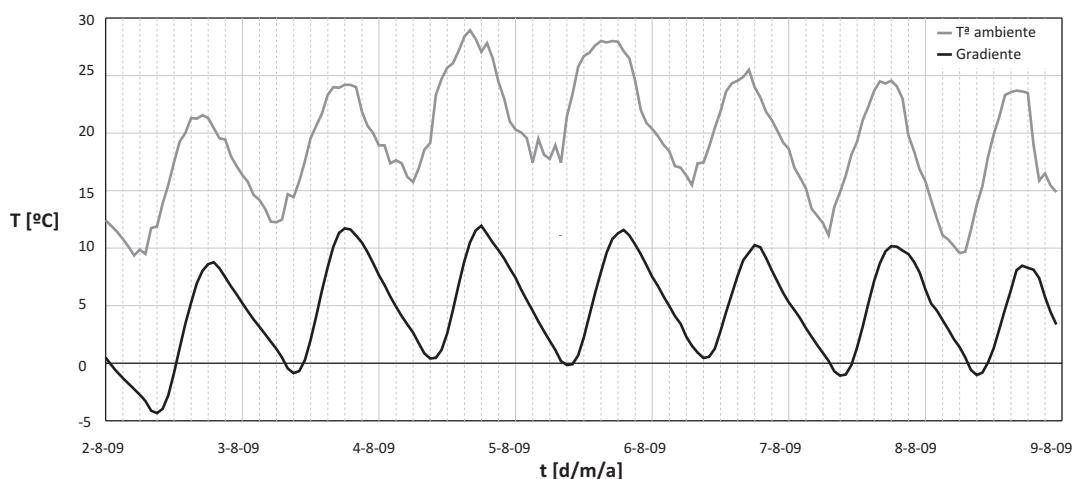


Figura 23. Comparación del gradiente del tablero con la temperatura ambiente durante una semana de verano

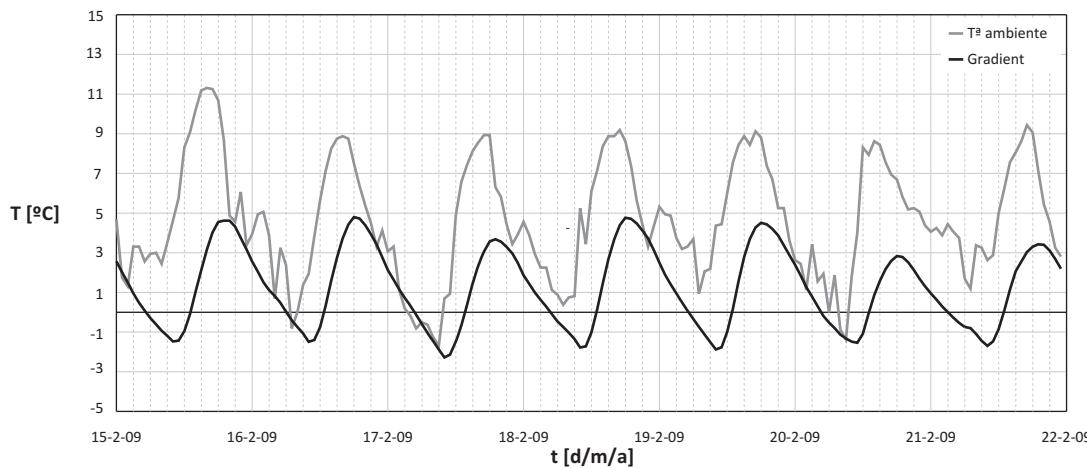


Figura 24. Comparación del gradiente del tablero con la temperatura ambiente durante una semana de invierno

18:00-19:00 y el mínimo sobre las 8:00-9:00. Esta situación coincide con los registros de otros autores que han estudiado puentes españoles, Crespo [7].

En la Figura 25 se muestra el gradiente máximo y mínimo con la variación máxima de temperatura diaria. Puede verse que el gradiente de calentamiento, depende de la variación diaria de temperatura, mientras que el gradiente de enfriamiento no.

Por último en la Figura 26 se muestra la variación diaria

del gradiente de temperatura con el tiempo. Este, tal como se ha dicho para la variación uniforme, es un dato que no se considera actualmente en el proyecto de puentes pero puede ser interesante para el estudio de juntas o neoprenos.

4.3.3. Gradiente no lineal de temperatura

En la Figura 27 se muestran los valores de temperatura de las tres fibras instrumentadas y la variación

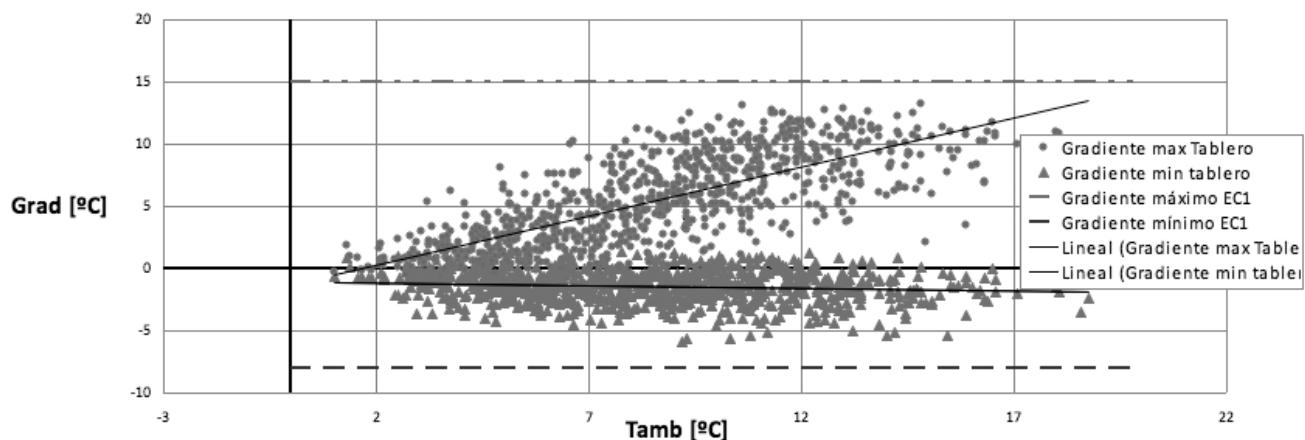


Figura 25. Relación entre el gradiente lineal y la variación diaria de temperatura ambiente

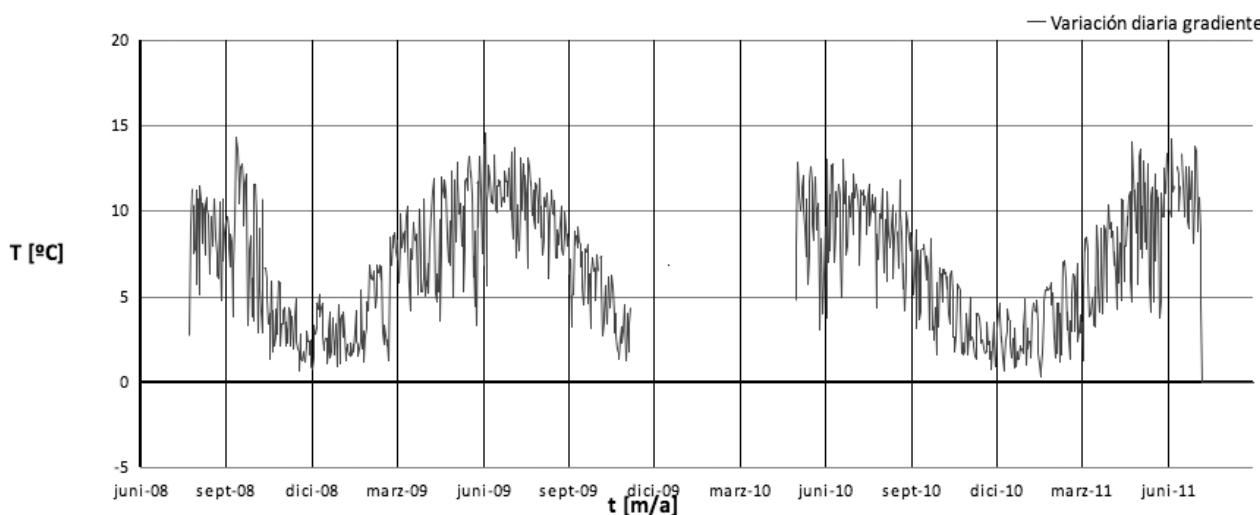


Figura 26. Variación diaria del gradiente en el tablero

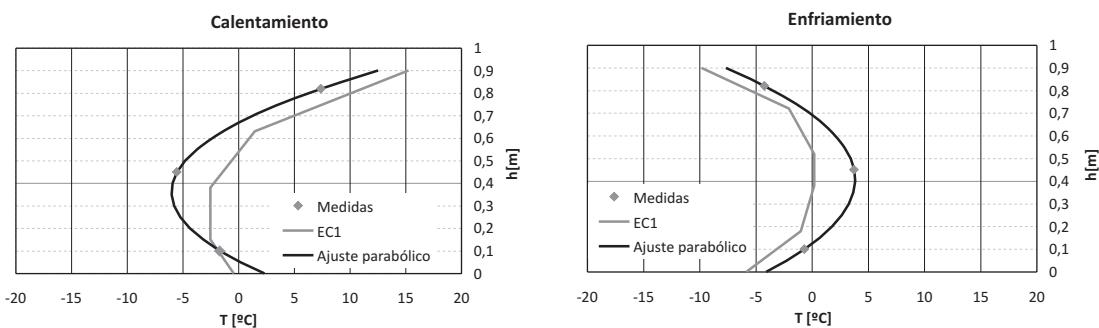


Figura 27. Comparación entre el gradiente no lineal del Eurocódigo 1 [10] con los valores medios de las fibras instrumentadas y con el ajuste parabólico estimado según el apartado 4.1

no lineal, estimadas de acuerdo con el apartado 4.1, para el instante de máximo gradiente de calentamiento, que se ha producido el 11/06/2009, y el instante de máximo gradiente de enfriamiento, que se ha producido el 02/09/2009. Se muestran además los valores de la distribución no lineal propuestos por el Eurocódigo [10].

Se ve que el ajuste propuesto por el criterio normativo es suficientemente aproximado. Efectivamente durante el tiempo de monitorización no se han medido los valores máximos de gradiente establecidos por la normativa, sin embargo el criterio adoptado parece adecuado para los gradientes medidos.

5. CONSIDERACIONES FINALES

En este trabajo se presentan los registros de temperatura obtenidos durante la monitorización de un paso superior integral con un tablero tipo losa de hormigón postesado, durante más de tres años, situado en la provincia de Ávila, en España.

El análisis de los datos obtenidos durante los primeros tres años ha revelado que durante el periodo de monitorización no se han registrado valores ambien-

tales superiores a los estimados para periodos de retorno de 100 años.

Se ha estimado, a partir de las mediciones de temperatura registradas en el tablero, un valor de temperatura uniforme, de variación lineal de eje horizontal y de distribución no lineal de temperaturas en la sección del tablero, de acuerdo con los criterios establecidos en el Eurocódigo 1 [10].

Se ha comprobado que el modelo planteado por el Eurocódigo 1 [10] para representar la acción térmica en puentes de hormigón parece adecuado. La suma de los tres efectos propuestos, temperatura uniforme, variación lineal y distribución no lineal, pueden representar adecuadamente el efecto de la temperatura a nivel estructural y seccional.

No obstante, parece que el criterio establecido para la definición de la temperatura uniforme puede resultar insuficiente para emplazamientos extremos, como el del puente estudiado. Se observan temperaturas uniformes máximas unos 15°C por encima de la temperatura máxima ambiente, mientras que según el Eurocódigo 1 [10] se establece que la temperatura máxima uniforme es igual a la temperatura máxima ambiente más 2°C solamente. Asimismo para la temperatura mínima uniforme se han estimado temperatu-

ras mínimas que son sólo 4° C superiores que la temperatura mínima ambiente, frente a los 8° C que establece el Eurocódigo 1 [10]. La razón de esta discrepancia posiblemente hay que buscarla en la fuerte variación térmica diaria que se registra en el emplazamiento en el que se encuentra el puente monitorizado, llegándose a observar variaciones diarias de temperatura ambiente de hasta 18° C. El criterio establecido para la definición de la temperatura uniforme máxima y mínima en el Eurocódigo 1 [10] se ha establecido considerando que la variación de temperatura ambiente diaria fuera como máximo 10° C. Si se confirman experimentalmente estas evidencias será necesario complementar el criterio de definición de la temperatura uniforme máxima y mínima para el caso de puentes que se sitúen en emplazamientos con variaciones térmicas diarias mayores que 10° C.

Aunque los valores de gradiente, lineales y no lineales, no han alcanzado los valores extremos indicados por el Eurocódigo 1 [10], parece que la propuesta normativa es adecuada a tenor de los resultados experimentales observados.

REFERENCIAS

- [1] BARR, P.J.; STANTON, J. F.; EBERHARD, M.O. "Effects of Temperature Variations on Precast, Prestressed Concrete Bridge Girders". *Journal of Bridge Engineering*, 2005, vol. 10, nº 2, p. 186-194. doi:10.1061/(ASCE)1084-0702(2005)10:2(186).
- [2] FU, Y.; DEWOLF, J.T. "Effect of Differential Temperature on a Curved Post-Tensioned Concrete Bridge". *Advances in Structural Engineering*, 2004, vol.7, nº 5, p. 385-397.
- [3] MARÍ BERNAT, A.R.; MIRAMBELL ARRIZABALAGA, E. "Sobre la conveniencia de considerar la acción térmica ambiental en el dimensionamiento de estructuras de hormigón frente a estados límites últimos". *Hormigón y Acero*, 1989, nº 172, p. 9-19.
- [4] CORRES, H.; EZEERRY, J.; PETSCHKE, T.; PEREZ, A. "Instrumentación y Auscultación de un Puente Integral". *Congreso Internacional de Estructuras: IV Congreso de ACHE, Valencia 24 al 27 de noviembre de 2008*. Madrid: Asociación Científico-técnica de Hormigón Estructural, 2008. ISBN: 978-84-89670-62-4.
- [5] Proyecto PROFIT "I+D sobre Puentes Integrales sin Juntas (Puentes Integrales)". Plan Nacional de I+D+I (2004-2007) en la parte dedicada al fomento de la investigación técnica.
- [6] EMERSON, M. "Thermal Movements of Concrete Bridges: Field Measurements and Methods of Prediction". *Publication SP - American Concrete Institute, January 1, 1981*, vol. 70, p. 77-102.
- [7] CRESPO, P. "Contraste experimental y de las variaciones térmicas en puentes". *III Congreso de puentes y estructuras de edificación de ACHE: Las estructuras del siglo XXI, noviembre de 2005*. Madrid: Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, 2005. Vol. 1, p. 371-385. ISBN: 84-89670-53-6.
- [8] ORTEGA, M.; MILLANES, F.; MANSILLA, J. L. "Contraste normativo y experimental de los efectos térmicos en puentes de hormigón, metálicos y mixtos". *Congreso Internacional de Estructuras: V Congreso de ACHE, Barcelona 25 al 27 de octubre 2011*. Madrid: Asociación Científico-técnica de Hormigón Estructural, 2011. ISBN: 978-84-89670-73-0.
- [9] ORTEGA, M.; MILLANES, F.; MANSILLA, J. L. "Análisis de la instrumentación de temperaturas del viaducto mixto de alta velocidad Arroyo las Piedras". *Hormigón y Acero*, 2010, vol. 61, nº 258, p. 81-97.
- [10] EN 1191-1-5. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-5: Acciones generales. Acciones térmicas.
- [11] MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*. Orden FOM/2842/ 2011, de 29 de septiembre 2011.

Estudio sobre la armadura mínima mecánica en flexión para secciones rectangulares

Minimum bending reinforcement for rectangular sections: a comparative study

Carlos Montaner Dobón⁽¹⁾

Recibido | Received: 18-01-2012
Aceptado | Accepted: 10-05-2012

Resumen

La obtención de la cuantía de armadura mínima mecánica, necesaria para evitar roturas frágiles a flexión en elementos de baja cuantía, es llevada a cabo por las diferentes normas, incluida la EHE-08, sin tener en cuenta la influencia del canto h del elemento. El efecto del tamaño de la sección hace que la exigencia real de armadura mínima mecánica sea decreciente con el canto en términos de cuantía. En este artículo se presenta una modificación de la expresión simplificada de la EHE para el armado mínimo mecánico en secciones rectangulares a flexión, de tal forma que se tenga en cuenta el efecto escala de forma sencilla. Posteriormente se compara la expresión con las incluidas en la normativa internacional, y con las propuestas por diversos autores.

Palabras clave: armadura mínima mecánica, sección rectangular, efecto escala, EHE-08, mecánica de fractura.

Abstract*

The computation of minimum reinforcement ratio, necessary to avoid brittle fracture in lightly reinforced elements, is made by different normatives (including EHE-08) without taking into account the influence of the depth h of the member. The section size effect makes lower the needed of minimum reinforcement ratio when the beam depth increases. This paper presents an alternative expression for the minimum reinforcement ratio, derived from the simplified expression in the EHE for rectangular flexural members, in order to take into account the size effect. This expression is compared with other codes and authors formulae.

Keywords: minimum reinforcement, rectangular section, size effect, EHE-08, fracture mechanics.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 102 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYPASA. (Valencia, España).

Persona de contacto / Corresponding author: cmontaner@typsa.es

1. NECESIDAD DE LA ARMADURA MÍNIMA MECÁNICA

La ductilidad en las estructuras es una de las exigencias básicas del diseño estructural. A tal efecto es tenida en cuenta en las normativas de hormigón como uno de los principios rectores de su articulado, marcando la dirección de muchas de las recomendaciones incluidas en ellas.

Uno de los posibles modos en que se manifiesta esta falta de ductilidad, aparece en elementos a flexión poco armados, para los cuales el momento de fisuración de la sección es mayor que el momento último que puede soportar con la armadura dispuesta, una vez la sección ya ha fisurado. Completa información al respecto puede encontrarse en los estudios de J. Calavera sobre este tema [1,2].

En la Figura 1 se representa cualitativamente un ejemplo de comportamiento dúctil o frágil de una viga armada sometida a una carga puntual en el centro, dependiendo de la cuantía de armadura dispuesta.

Una vez alcanzado el momento de fisuración, existen dos direcciones alternativas de funcionamiento para la estructura:

- Que el momento último de la sección fisurada con la armadura dispuesta sea mayor que el momento crítico que provoca la fisuración. En este caso la estructura puede seguir soportando la carga que sufre.
- Que el momento último sea menor que el de fisuración. Ahora la estructura no puede seguir manteniendo el nivel de solicitud, con lo cual se produciría el colapso repentino al alcanzar el momento crítico. La estructura fisurada no es estable frente a las cargas que se han llegado a alcanzar.

En el primer caso nos encontramos con un comportamiento dúctil (más bien, no frágil); mientras que en el segundo supuesto se produce una rotura repentina

al no poderse soportar la carga alcanzada, y hablaremos de un comportamiento frágil.

La cuantía límite entre ambos casos, para la cual el momento de fisuración se iguala con el momento último, es la teórica cuantía mínima mecánica.

2. LA ARMADURA MÍNIMA MECÁNICA EN LA EHE-08

Centrándonos en el caso de elementos armados, la expresión general incluida en la EHE-08 [3] es la siguiente:

$$A_s f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} f_{ct,m,fl} \quad (1)$$

Siendo,

A_s área de armadura pasiva

f_{yd} resistencia de cálculo del acero

W_1 módulo resistente de la sección bruta

$f_{ct,m,fl}$ resistencia media a flexotracción del hormigón

Para secciones rectangulares de hormigón armado en flexión simple, caso más habitual en la práctica, para resistencias inferiores a 50 MPa, se proporciona la siguiente expresión simplificada:

$$A_s / A_c \geq 0,04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2)$$

El origen de esta fórmula simplificada procede de considerar, de acuerdo a lo indicado en la referencia [4]:

$$f_{ct,m,fl} \equiv f_{ct,m} \equiv 0,20 \cdot f_{cd} \quad (3)$$

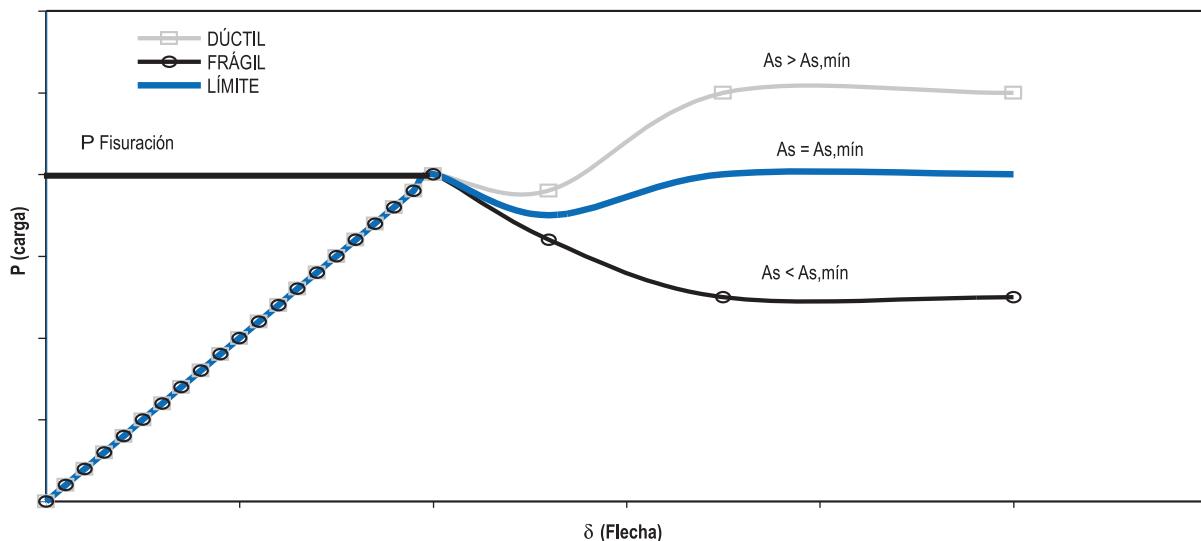


Figura 1. Transición frágil - dúctil en viga armada en función de la cuantía

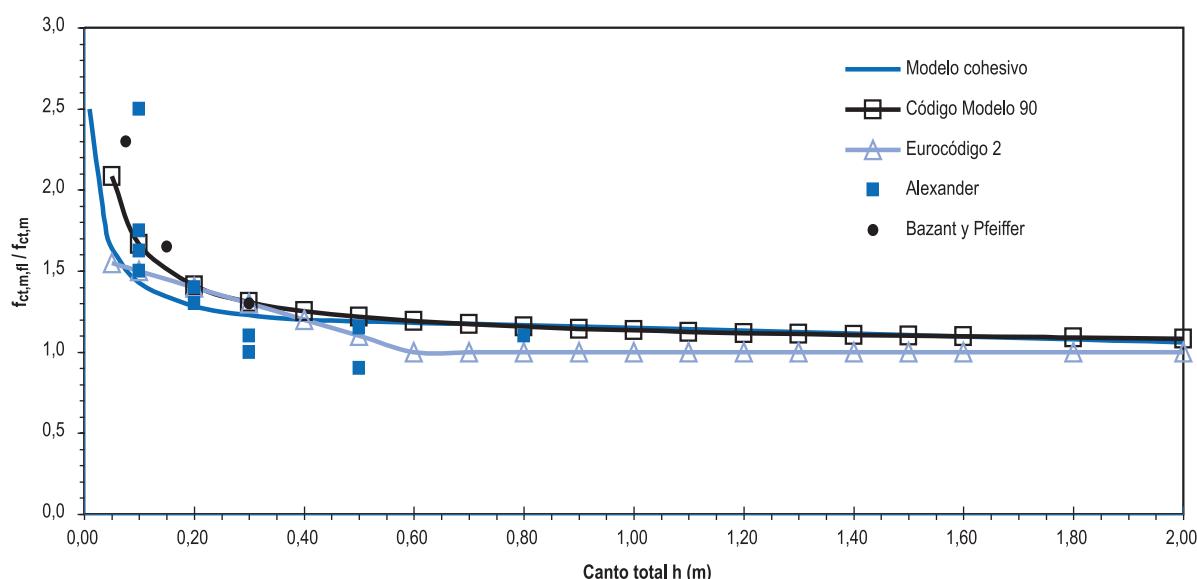


Figura 2. Efecto escala en la resistencia a flexotracción

La asimilación de $f_{ct,m,fl}$ a $f_{ct,m}$ la extrapolamos del hecho de mantenerse la misma expresión simplificada de la EHE-98, cuando en aquella la expresión general hacía referencia a $f_{ct,m}$.

Además se adopta para obtenerla $z = 0,8$ h en la fórmula general.

3. PROPUESTA DE AJUSTE DE LA EXPRESIÓN DE LA EHE-08 PARA SECCIÓN RECTANGULAR

Respecto a la expresión de la EHE, la primera consideración a hacer es la independencia que se asume en ella, de la cuantía mínima mecánica respecto del canto de la pieza.

Siguiendo a Ruiz, Planas y Elices [5], las vigas con cuantías bajas de armadura muestran un efecto de escala en virtud del cual vigas de menor canto resisten proporcionalmente más, en términos de tensiones, que vigas de un canto mayor.

Por tanto, el criterio de armadura mínima debería ser dependiente del canto de la pieza, a pesar de lo cual, la mayoría de normas, incluida la EHE, no tienen en cuenta este efecto.

Para representar el efecto escala es necesario modificar dos de las hipótesis simplificadoras hechas al obtener la formulación del armado mínimo. La primera de ellas es la referente a la constancia de la resistencia a flexotracción para cualquier canto de viga.

Carpinteri y Corrado [6] han llevado a cabo un estudio analítico sobre el efecto escala en la resistencia a flexotracción, aplicando un modelo de fisura cohesiva y obteniendo los resultados incluidos en la Figura 2. En dicha figura se comparan los resultados del estu-

dio con la formulación que respecta a este efecto hacen el Código Modelo 90 [7] y el Eurocódigo 2 [8].

Sobre el efecto escala, ha sido notable la aportación de Bazant, Pfeiffer, Ozbolt y otros autores [9,10,11], determinando leyes de comportamiento basadas en la energía de fractura. Dichos autores han completado los análisis teóricos con campañas experimentales, de las cuales se adjuntan en la Figura 2 algunos resultados obtenidos de las referencias [10,11], buscando contrastar la validez de las fórmulas propuestas en el Código Modelo 90 y en el Eurocódigo 2.

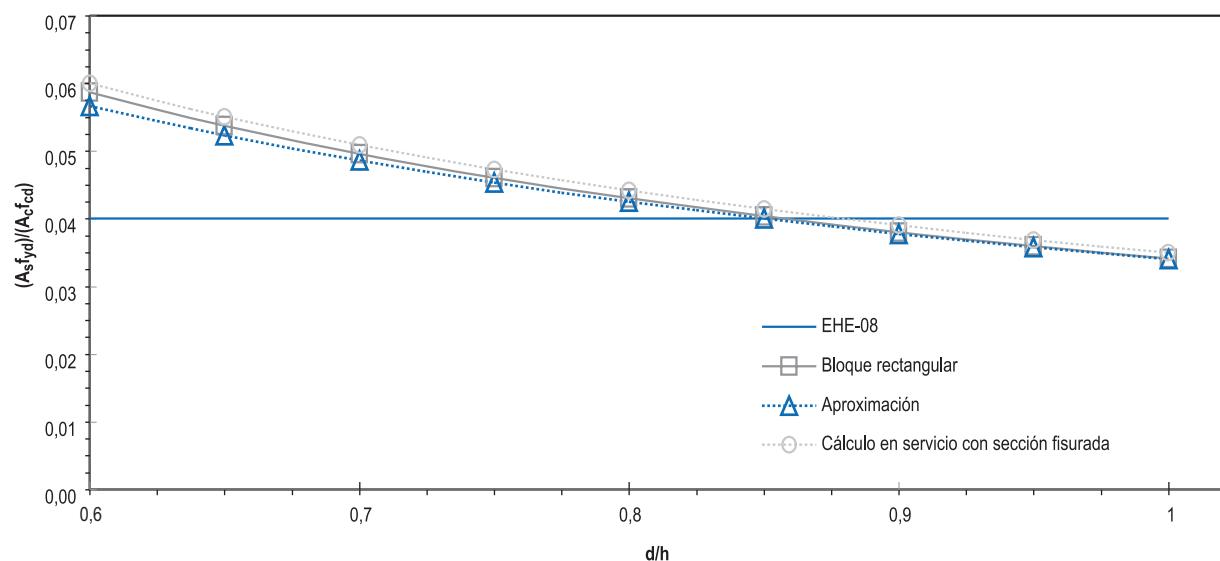
Cabe señalar que la EHE-08 ha incluido la expresión del Eurocódigo 2 en su artículo 39.1, ajustándose la resistencia media a flexotracción de acuerdo con la siguiente expresión, con el canto h en mm):

$$f_{ct,m,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\} \quad (4)$$

Y también ha incluido la expresión del Código Modelo en los comentarios al artículo 31.3, siendo la relación entre resistencia a flexotracción y resistencia a tracción la siguiente, donde el canto h está expresado en mm:

$$f_{ct,fl} = f_{ct} \frac{1 + 1,5 \left(\frac{h}{100} \right)^{0,7}}{1,5 \left(\frac{h}{100} \right)^{0,7}} \quad (5)$$

De las dos expresiones anteriores, en este estudio se ha adoptado la segunda, por ser mucho más aproximada y ajustar los resultados a los de otros investigadores de forma adecuada. La sencillez de la expresión (4) se sacrifica en aras de mayor cercanía a los resul-

Figura 3. $(A_s f_{yd}) / (A_c f_{cd})$ en función de d/h

tados, y debido a que la expresión del Eurocódigo 2 es ligeramente insegura para nuestros cálculos con valores de h superiores a 0,5 m. Posteriormente se incluirá dentro de la propuesta de formulación este ajuste de la resistencia a flexotracción en función del canto del elemento.

La segunda hipótesis simplificadora que modifica la independencia de la expresión considerada en la norma frente al canto de la viga, es el hecho de fijar en $0,8 \cdot h$ el brazo mecánico para el cálculo del momento último.

Mediante dicha simplificación, se llega al criterio ya comentado de la norma de:

$$\frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = 0,04 \quad (6)$$

Desarrollando en cambio los cálculos mediante el bloque rectangular y manteniendo el criterio de $f_{ct,m} = 0,20 \cdot f_{cd}$, el área de armadura necesaria para soportar el momento de fisuración es:

$$A_s f_{yd} = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{cr}}{f_{cd} b d^2}} \right) \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \quad (7)$$

Que nos conduce a:

$$\frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \left(1 - \sqrt{1 - 0,067 \cdot \left(\frac{h}{d} \right)^2} \right) \cdot \frac{d}{h} \quad (8)$$

La última expresión puede aproximarse con bastante exactitud mediante:

$$\frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = 0,034 \cdot \left(\frac{h}{d} \right) \quad (9)$$

Rigurosamente, sería más adecuado llevar a cabo los cálculos anteriores a partir de las expresiones concernientes a cálculo en servicio con sección fisurada, con el hormigón a compresión trabajando todavía en el rango elástico, ya que con la magnitud del momento crítico, las tensiones de compresión alcanzadas son relativamente bajas. Dicha forma de proceder presenta la dificultad de no permitir el uso de una expresión directa como la anterior.

En la Figura 3 representamos las tres expresiones anteriores (6), (8) y (9) para $(A_s f_{yd}) / (A_c f_{cd})$, así como los resultados obtenidos mediante el cálculo con sección fisurada y comportamiento lineal del hormigón en compresión.

Como se puede comprobar en la Figura 3, los resultados obtenidos empleando las expresiones correspondientes al cálculo mediante bloque rectangular se aproximan mucho a los valores del cálculo con las expresiones de servicio. El uso de las expresiones (8) y (9) por tanto, debido a su aplicación más directa, queda justificado a pesar de estar más enfocadas a secciones con tensiones de compresión cercanas al valor último.

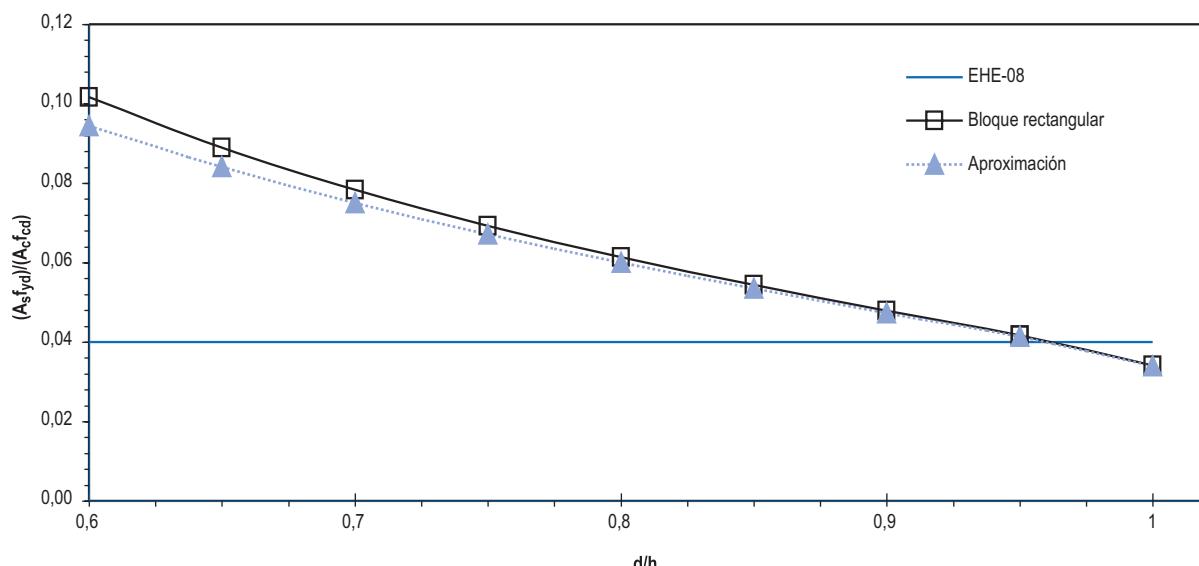
Antes de incluir el efecto escala en la resistencia a tracción que se ha comentado anteriormente, se analiza el valor adoptado en la EHE para $f_{ct,m}$, igual a $0,20 f_{cd}$.

Para los hormigones de resistencia inferior a 50 MPa, las características resistentes obtenidas a partir de los criterios del Eurocódigo 2 [8] ($f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$; $f_{ct,máx} = 1,3 f_{ct,m}$) son las de la tabla 1.

En esta tabla 1 vemos que el valor correspondiente a $0,20 \cdot f_{cd}$ es una estimación envolvente de los valores de $f_{ct,máx}$. En la justificación de la expresión introducida en la norma, incluida en la referencia [4], también se comenta que el valor real de $f_{ct,m}$ es del orden de $0,15 \cdot f_{cd}$, tal y como se puede ver en la tabla 1. De este modo, la resistencia a tracción adoptada presen-

Tabla 1. Características resistentes de los hormigones habituales

f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	$f_{ct,m}$ (MPa)	$f_{ct,máx}$ (MPa)	$f_{ct,m}/f_{cd}$	$f_{ct,máx}/f_{cd}$
25	16,67	2,56	3,33	0,15	0,20
30	20,00	2,90	3,77	0,14	0,19
35	23,33	3,21	4,17	0,14	0,18
40	26,67	3,51	4,56	0,13	0,17
45	30,00	3,80	4,93	0,13	0,16
50	33,33	4,07	5,29	0,12	0,16

**Figura 4. $(A_s f_{yd})/(A_c f_{cd})$ en función de d/h , incluyendo el efecto escala**

ta un margen de seguridad frente al valor resistente medio, siendo la utilizada en la obtención de la armadura mínima del orden de la resistencia máxima.

Entendemos que, siendo coherentes con las bases de seguridad de la norma, el valor a utilizar para la resistencia a tracción debería ser el valor máximo, $f_{ct,máx}$. Por ello mantenemos en nuestra propuesta de formulación $0,20 \cdot f_{cd}$ como valor de la resistencia a tracción. En cálculos posteriores comparativos también se empleará la resistencia media, para la cual se adoptará en su momento un valor de $0,15 \cdot f_{cd}$.

En cualquier caso, es sencillo introducir la influencia de f_{ck} y ajustar los coeficientes anteriores a la resistencia del hormigón que se disponga. En este caso, la expresión (9) pasaría a ser, con f_{ck} en MPa:

$$\frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = 0,1 \cdot f_{ck}^{-1/3} \cdot \left(\frac{h}{d} \right) \quad (10)$$

Manteniendo el valor $0,20 \cdot f_{cd}$ (y por tanto empleando $f_{ct,máx}$) introducimos la expresión del Código Modelo (incluida también en los comentarios al artículo 31.3 de la EHE) del efecto escala en los cálculos. En la Figura 4 se incluye la cuantía (en forma de $(A_s f_{yd})/(A_c f_{cd})$)

determinada en la EHE, la calculada mediante el bloque rectangular efectuando el ajuste de f_{ct} en función del canto, y la obtenida mediante la siguiente expresión simplificada, en la cual se ha introducido directamente el factor escala multiplicando a la expresión (9), ya que se ha comprobado que el ajuste entre la fórmula así obtenida y los cálculos mediante bloque rectangular teniendo en cuenta la expresión (5) era bastante aproximado, como puede verse en dicha Figura 4 (con h canto en metros):

$$\frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = 0,034 \cdot \left(\frac{h}{d} \right) \cdot \frac{1 + 1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}}{1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}} \quad (11)$$

La gráfica anterior (Figura 4) se ha construido considerando un recubrimiento mecánico $r = 4$ cm, de tal forma que a partir de la relación d/h ha sido directo el cálculo de h para poder introducirlo en la expresión (11). Adicionalmente se han realizado los mismos cálculos considerando un recubrimiento de 2,5 cm y de 6 cm. En la Figura 5 se incluyen los correspondientes resultados en función de la relación d/h . En la Figura 6 se representan los valores obtenidos pero en función del canto total h .

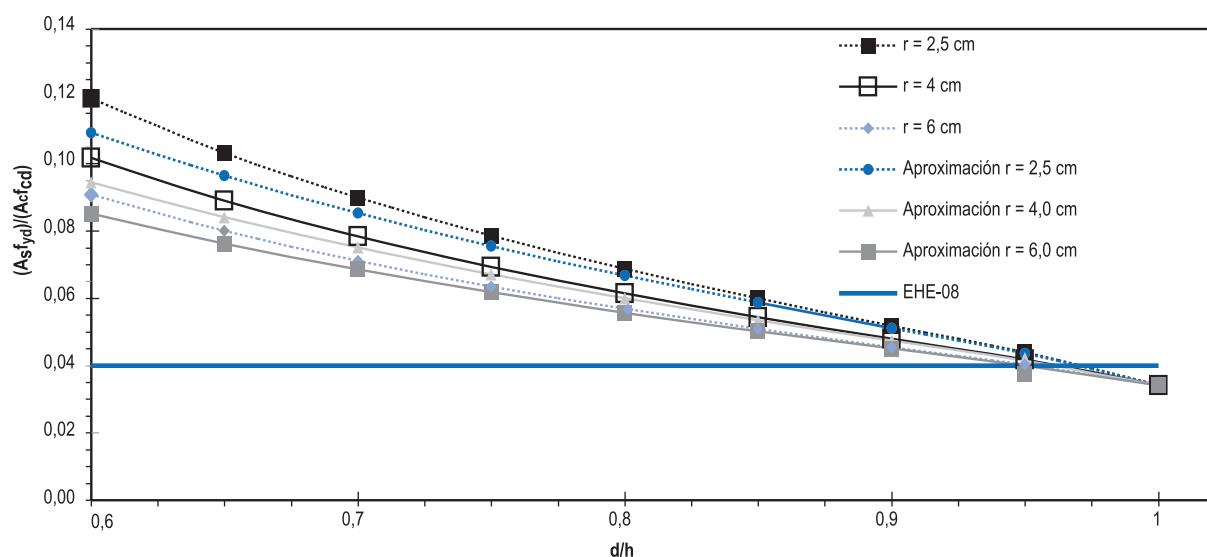


Figura 5. $(A_s f_{yd}) / (A_c f_{cd})$ en función de d/h , incluyendo el efecto escala y considerando diversos recubrimientos

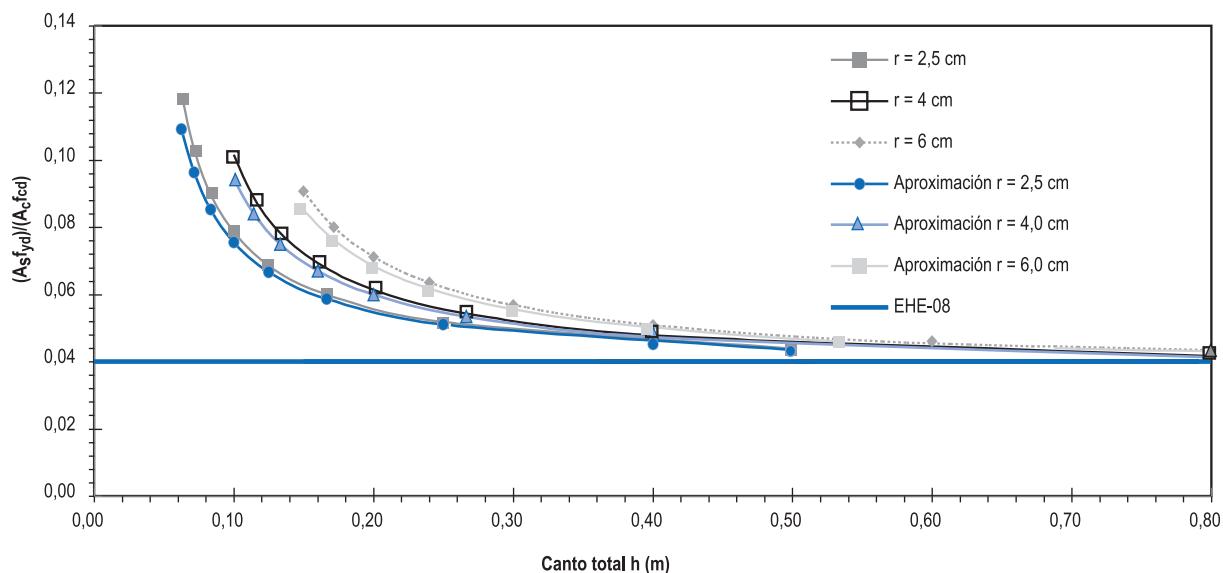


Figura 6. $(A_s f_{yd}) / (A_c f_{cd})$ en función del canto h , incluyendo el efecto escala y considerando diversos recubrimientos

De las Figuras 5 y 6 se desprende que la aproximación establecida concuerda de manera similar con el valor exacto calculado, aún variando el recubrimiento considerado. En cuanto al efecto del recubrimiento y del canto sobre los resultados, comparando con los derivados de la expresión simplificada de la EHE-08, podemos extraer que mayores recubrimientos aumentan la variación respecto al valor constante igual a 0,04 de la EHE, como corresponde a una menor relación d/h ; y que las diferencias se aprecian de forma más importante para cantos inferiores a 0,30 m: por ejemplo, para un canto de 0,20 m y un recubrimiento mecánico de 0,04 m, el incremento de cuantía mínima respecto a la norma se situaría en torno al 50%.

Adicionalmente a todo lo comentado, se ha llevado a cabo una tercera modificación en la fórmula, concerniente a la resistencia de cálculo utilizada para el acero. En el estudio llevado a cabo se ha constatado que numerosas normas emplean el valor característico para el límite elástico del acero, en lugar de emplear el valor de

cálculo minorado. La razón de este hecho se justifica mediante la reserva de resistencia por endurecimiento que presenta el acero más allá de su límite elástico, que exige la norma que sea superior a un 10% ($f_u > 550$ MPa), y el hecho de que con el armado mínimo mecánico se pretende asegurar una rotura dúctil sin que falle la armadura en el momento de la fisuración, con lo cual podríamos alcanzar valores de tensión en el acero cercanos a f_u / γ_s , siendo dicha tensión del orden de f_{yk} .

Con todo ello, la expresión final que se propone, de carácter normativo (ya con los requisitos de seguridad introducidos) es la siguiente, en la cual se ha sustituido f_{yd} por f_{yk} :

$$\frac{A_s f_{yk}}{A_c f_{cd}} = 0,034 \cdot \left(\frac{h}{d} \right) \cdot \frac{1 + 1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}}{1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}} \quad (12)$$

O bien particularizando para el tipo de hormigón:

$$\frac{A_s f_{yk}}{A_c f_{cd}} = 0,1 \cdot f_{ck}^{-1/3} \cdot \left(\frac{h}{d} \right) \cdot \frac{1+1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}}{1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}} \quad (13)$$

En los siguientes apartados se comparará la expresión propuesta con las incluidas en otras normas y con las extraídas de investigaciones de diversos autores.

4. COMPARACIÓN DE LA EXPRESIÓN PROPUESTA CON LAS FORMULACIONES DE OTRAS NORMATIVAS

Se compara en el presente punto la expresión anterior (12) con las incluidas en diversas normas internacionales, además de con la propia formulación simplificada de la EHE-08.

Para poder comparar todas las cuantías con criterios homogéneos, pasamos a comentar brevemente la base de las diferentes expresiones, incluyendo el margen de seguridad que adoptan.

ACI 318-08

La norma ACI 318-08 [12, 13] exige que el momento último afectado del coeficiente minorador de la resistencia ($\phi = 0,90$), sea mayor que el momento de fisuración:

$$\phi \cdot M_n \geq M_{cr} \quad (14)$$

Para la resistencia a tracción del hormigón considerada para el cálculo del momento de fisuración, se adopta el valor $f_t = 0,62 \cdot \sqrt{f_c}$ con f_c en MPa.

Considerando un brazo mecánico igual a $0,90 \cdot d$, la expresión obtenida desarrollando los cálculos es:

$$A_{s,min} = \frac{K \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} bd \quad (15)$$

donde,

$$K = 0,13 \cdot \left(\frac{h}{d} \right)^2 \quad (16)$$

El valor de h/d fluctúa para elementos normales entre 1,40 (propio de elementos de escaso canto) y 1,00 (valor al que tienden los elementos de mayor canto), con lo cual K varía entre 0,13 y 0,25.

La fórmula incluida en el ACI 318-08 es finalmente la siguiente:

$$A_{s,min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} bd \geq 1,4 \frac{bd}{f_y} \quad (17)$$

Con lo cual vemos que se ha adoptado en la norma americana una envolvente superior de las cuantías mínimas requeridas, independizando el cálculo de h/d . Esta cuantía estará por encima del valor necesario para elementos con relaciones h/d cercanas a 1, para las cuales la cuantía dispuesta será del orden del doble de la exigida si se mantuvieran las bases del criterio de seguridad adoptado ($\phi \cdot M_n \geq M_{cr}$).

CÓDIGO MODELO CEB-FIP 90

El Código Modelo 90 incluye la siguiente expresión, que no tiene en cuenta la influencia del tipo de hormigón, ni del canto:

$$A_{s,min} = 0,015 \cdot bd \quad (18)$$

EUROCÓDIGO 2

En este caso, la cuantía mínima mecánica parece proceder de la fórmula general incluida en el apartado correspondiente a la fisuración:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s} \quad (19)$$

Los distintos coeficientes adoptan los valores:

$k_c = 0,4$ para flexión

$k = 1$ para $h < 300$ mm; 0,65 con $h > 800$ mm, e interpolando los valores intermedios. Para la fórmula de armadura mínima parece que se adopta $k = 1$.

En cuanto al resto de variables, si se considera:

$A_{c,eff} = 0,50 \cdot A_c$ (área traccionada en el momento de la fisuración)

$f_{ct,eff} = f_{ct,máx} = 1,3 \cdot f_{ct,m}$

$\sigma_s = f_{yk}$

Se llega a la siguiente expresión:

$$A_{s,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ct,m}}{f_{yk}} A_c \quad (20)$$

En cambio, a pesar de que en la referencia [14] al justificar la fórmula 19 establece para flexión simple $A_{c,eff} = 0,50 \cdot b \cdot h$, en el articulado del EC-2 se ha incluido la siguiente expresión:

$$A_{s,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ct,m}}{f_{yk}} bd \quad (21)$$

Con lo cual se infravalora la cuantía mínima multiplicándola por un valor igual a d/h , respecto al resul-

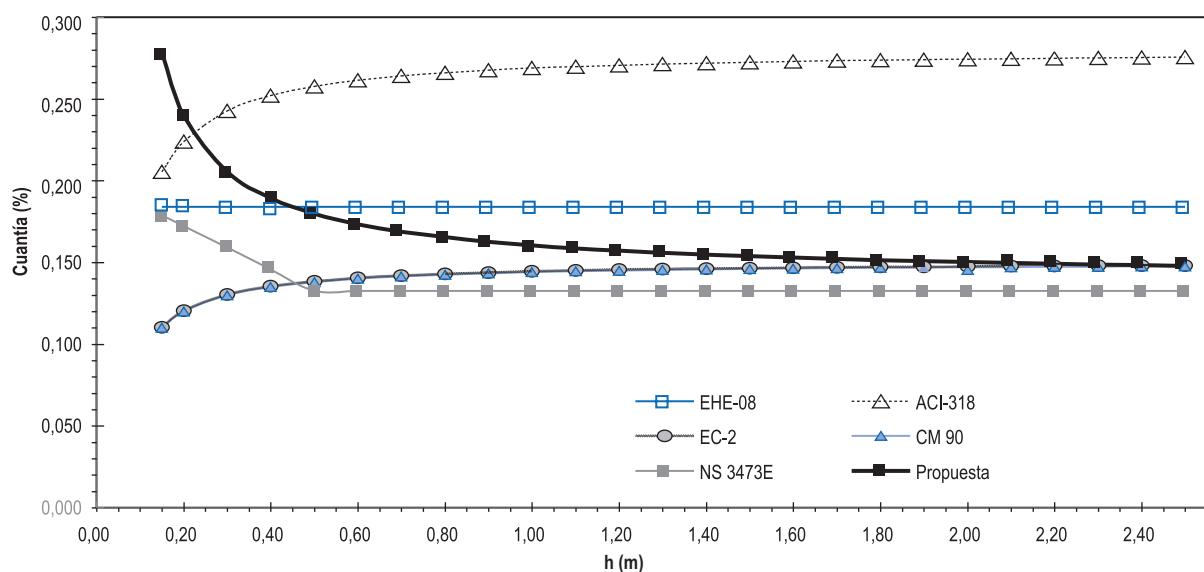


Figura 7. Cuantía mínima en función de h según normativas consideradas y expresión propuesta. $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

tado esperable manteniendo los criterios de cálculo de la fórmula original. Esto reduce la cuantía mínima de los elementos de menor canto. Considerando por ejemplo un hormigón de f_{ck} 30 MPa, la cuantía mínima se reduce desde 0,15%, si se mantuviera el área total $b \cdot h$ en la fórmula; a 0,11-0,12% al multiplicar por $b \cdot d$, para elementos en torno a 20-30 cm de canto.

NS 3473E

Una norma que presenta bastante aceptación entre investigadores que han tratado el tema de la armadura mínima mecánica, es la norma noruega NS 3473E [15]. La citada norma es la única que hemos hallado que trate el efecto del canto del elemento.

La expresión adoptada es la siguiente:

$$A_{s,\min} = 0,25 \cdot k_w \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} \quad (22)$$

Siendo,

$$k_w = 1,5 - h \geq 1, \text{ con } h \text{ en metros}$$

$$f_{sk} \text{ resistencia característica del acero } f_{yk}$$

f_{tk} resistencia considerada para el hormigón a tracción. Esta resistencia es del orden de $f_{ct,m}$.

En la tabla 2 se incluyen algunos valores indicados en la norma noruega para f_{tk} :

Tabla 2. Resistencia del hormigón a tracción según NS 3473E

f_{ck} (MPa)	25	30	35	45
f_{tk} (MPa)	2,35	2,65	2,90	3,35

En las Figuras 7 y 8 se grafían los valores de la cuantía $\rho(A_s / A_c)$ en función de la altura del elemento h , según la norma EHE, las otras normativas estudiadas

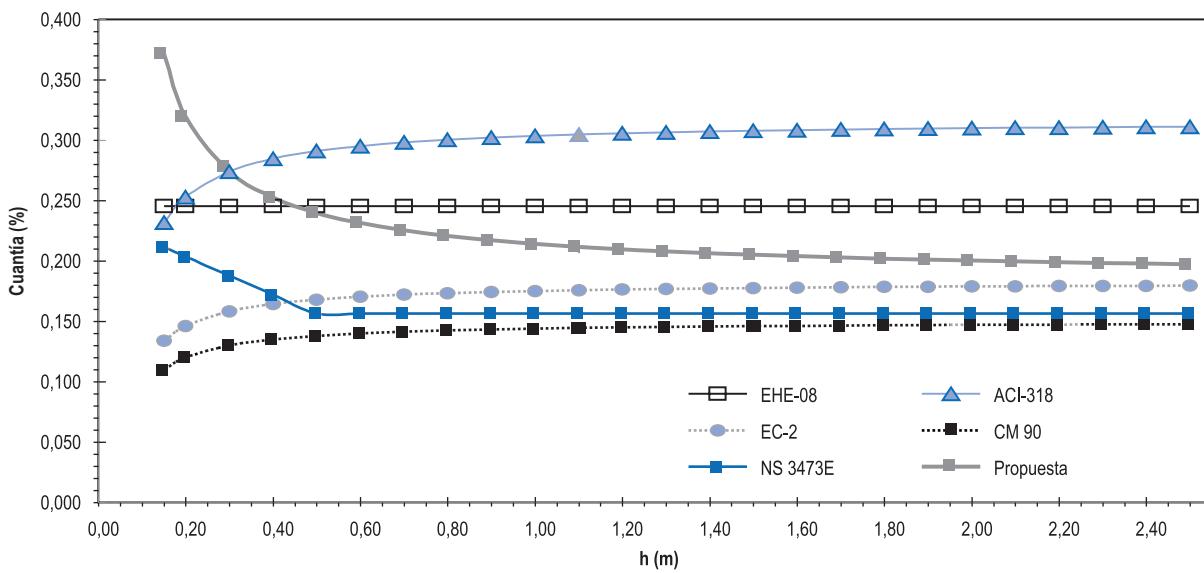


Figura 8. Cuantía mínima en función de h según normativas consideradas y expresión propuesta. $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

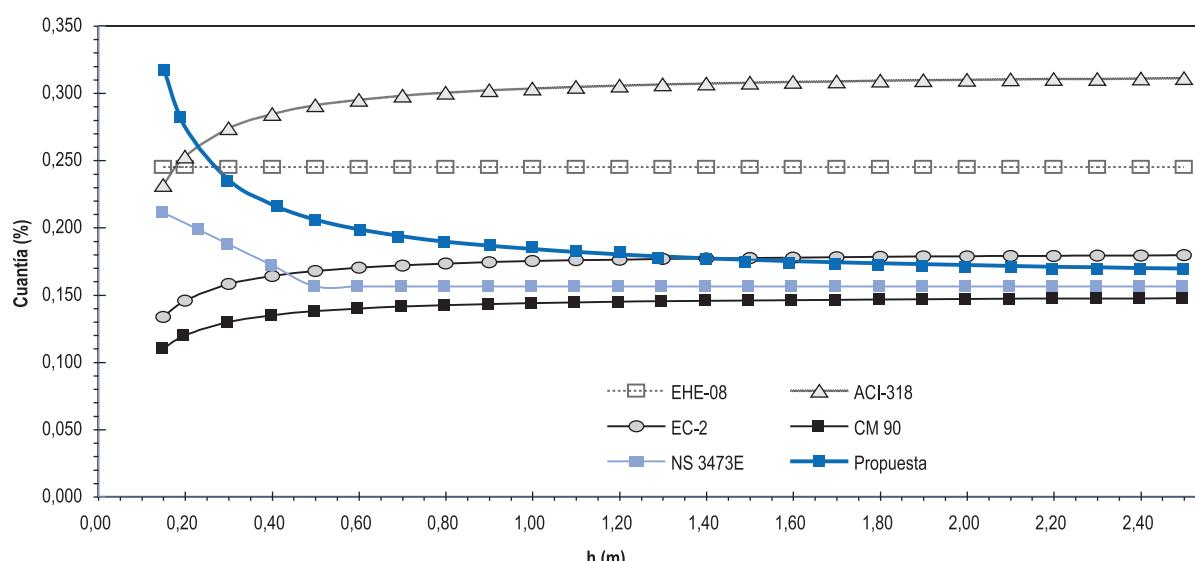


Figura 9. Cuantía mínima en función de h ajustando la expresión propuesta en función de f_{ck} . $f_{ck} = 40$ MPa

en este punto, y según la expresión propuesta en el apartado anterior. Se ha considerado un recubrimiento mecánico de 4 cm, y hormigones de 30 y 40 MPa de resistencia característica. El acero considerado presenta $f_{yk} = 500$ MPa.

Atendiendo a las Figuras 7 y 8, puede verse como la mayoría de normas internacionales no tienen en cuenta la influencia del efecto escala del canto de la viga, provocando que la cuantía mínima no aumente para cantos pequeños. Incluso el hecho de obligar en muchas ocasiones a aplicar la cuantía a la sección calculada con el canto útil d , en lugar de con el canto total h , hace que la cuantía requerida descienda para elementos de poco canto, al contrario de lo que debería ocurrir por razones estructurales. La única norma que incluye el citado efecto es la norma noruega, para la cual sí que se toman cuantías crecientes al disminuir el canto.

Particularizando para las distintas normas, la ACI-318 exige cuantías muy altas prácticamente en todo el recorrido de cantos, debido al ajuste ya comentado de la fórmula incluida en la norma, haciendo que sea una envolvente de todos los posibles casos que pueden llegar a darse en función de la geometría de la sección. Esto hace que la cuantía para cantos grandes sea del orden del doble de la necesaria si se particularizaran los cálculos para el canto correspondiente en cada caso.

En el EC-2, el hecho de haber incluido en la expresión final el canto útil d , en lugar de h , hace que los resultados parezcan inseguros para cantos pequeños, al disminuir el valor exigido cuando éste debería ser constante si se hubiera mantenido el criterio seguido en la justificación de la fórmula.

En cuanto a la expresión de la EHE, en valor medio es de las más equilibradas, no dando cuantías excesivamente grandes ni pequeñas, debido a su planteamiento sencillo pero coherente en su desarrollo. La cuantía requerida queda ligeramente por encima de

la que sería necesaria para cantos medios-elevados (considerando como válida la fórmula propuesta en este artículo), quedándose por debajo de lo requerido en cantos pequeños, al no tener en cuenta el efecto escala y tampoco variar el brazo mecánico.

Resumiendo los resultados de las normas incluidas, la mayoría de ellas dan valores relativamente aceptables con cantos elevados, pero quedan bastante por debajo de lo necesario para cantos pequeños, donde no tienen en cuenta el efecto de h . La excepción es la expresión de la norma americana, ajustada al valor máximo, y dando por tanto valores muy altos de cuantía requerida para cantos grandes.

La norma EHE da una expresión constante en función de h que se comporta bastante bien en media, pero queda por debajo de lo requerido para cantos pequeños, y por encima para cantos grandes. La norma noruega NS 3473E es la única que sigue la tendencia de la curva propuesta, dando valores algo inferiores.

Señalar también que el ajuste efectuado tanto en la EHE como en la expresión propuesta de la resistencia a tracción a partir de f_{cd} adoptando el valor correspondiente a 25 MPa (según se puede ver en la tabla 1), hace que los resultados queden del lado de la seguridad al aumentar la resistencia del hormigón. De ahí la mayor diferencia en las gráficas correspondientes a $f_{ck} = 40$ MPa.

Si aplicamos la expresión (13) donde sí se tiene en cuenta el efecto de f_{ck} en la resistencia a tracción, llegaríamos a los resultados de la Figura 9 para $f_{ck} = 40$ MPa.

5. COMPARACIÓN DE LA EXPRESIÓN PROPUESTA CON EXPRESIONES DERIVADAS DE LA MECÁNICA DE LA FRACTURA

El cálculo de la armadura mínima mecánica ha sido abordado por numerosos investigadores a través de

las herramientas de la mecánica de la fractura. La rotura en elementos de baja cuantía a flexión se produce mediante la formación de una única fisura en la zona más solicitada a flexión, y no por fisuración múltiple como ocurre en el caso de las vigas armadas ordinarias, con lo cual estas herramientas se prestan a ser empleadas para estos cálculos.

Enumeramos a continuación algunos trabajos a destacar dentro del tema analizado.

Ruiz, Planas y Elices [5] han desarrollado una formulación extraída de un estudio teórico-experimental basado en el modelo de la longitud efectiva de anclaje. A partir de sus resultados establecen la dependencia de la cuantía mínima respecto a: el tamaño relativo a la longitud característica del hormigón, la cuantía de acero, el límite elástico del acero y la adherencia acero-hormigón. Respecto al último de los factores considerados, adherencia acero-hormigón, hay que señalar que son los únicos investigadores localizados en la bibliografía que tienen en cuenta su efecto.

La expresión que desarrollan es la siguiente:

$$\rho_{\min} = \frac{0,174}{1-c/h} \cdot \frac{1 + \left(0,85 + 2,3 \cdot \frac{h}{\alpha l_{ch}} \right)^{-1}}{\frac{f_y}{f_{ct}} - \sqrt{\alpha} \eta \varphi} \quad (23)$$

siendo,

c , recubrimiento de la armadura

l_{ch} longitud característica del hormigón, que es parámetro característico de la mecánica de la fractura, de valor $(E_c G_F)/f_{ct}^2$, siendo G_F la energía específica de fractura del hormigón.

α , coeficiente experimental función del comportamiento del hormigón en las primeras fases de rotura, de valor próximo a 0,56.

$\eta = \sqrt{n \frac{\tau_c p l_{ch}}{f_{ct} A_s}}$, factor que representa a la adherencia,

y que depende de la tensión rasante última τ_c del perímetro de las barras p , y de la relación entre módulos de elasticidad n .

$$\varphi = \left(\frac{h}{\alpha l_{ch}} \right)^{0,25} - 3,61 \frac{c}{\alpha l_{ch}} \geq 1$$

Los parámetros característicos para los hormigones estudiados en este artículo son los de la tabla 3.

Tabla 3. Parámetros característicos para la fórmula de Ruiz, Planas y Elices

f_{ck} (MPa)	f_{ct} (MPa)	l_{ch} (mm)	$\alpha \cdot l_{ch}$ (mm)
30	2,90	303	169
40	3,51	264	148

Para el parámetro adimensional dependiente de la adherencia, en su investigación, Ruiz, Planas y Elices consideran como valor representativo para barras lisas $\eta = 20$ y para barras corrugadas, $\eta = 67$.

Con las prescripciones de la EHE, el valor de este parámetro característico de la adherencia, dependiente del diámetro de la barra, es el de la tabla 4.

La mayor influencia de este factor aparece con elementos de gran canto, para los cuales serán habitualmente necesarias barras de mayor diámetro. Por tanto podemos adoptar el valor correspondiente a un diámetro de 20 mm, utilizando $\eta = 30$ para barras corrugadas en cálculos posteriores. Vemos pues que parece que el efecto de la adherencia será menor que el considerado por Ruiz, Planas y Elices en su investigación.

Carpinteri y Corrado [6], a partir de modelos numéricos, han desarrollado la siguiente expresión, también basada en parámetros característicos de la mecánica de fractura:

$$\rho_{\min} = 0,26 \frac{\sigma_{ct,m}^{0,71} K_{IC}^{0,29}}{\sigma_{yk} h^{0,15}} \quad (24)$$

Siendo,

$K_{IC} = (E_c G_F)^{0,5}$, tenacidad de fractura del hormigón, aproximadamente $1,42 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{0,5}$ para hormigón C30 y $1,64 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{0,5}$ para hormigón C40.

Tabla 4. Valores calculados para el parámetro de adherencia

\varnothing (mm)	η corrugadas $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	η lisas $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	η corrugadas $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$	η lisas $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
12	40	27	37	25
16	35	23	32	21
20	31	21	29	19
25	28	18	26	17

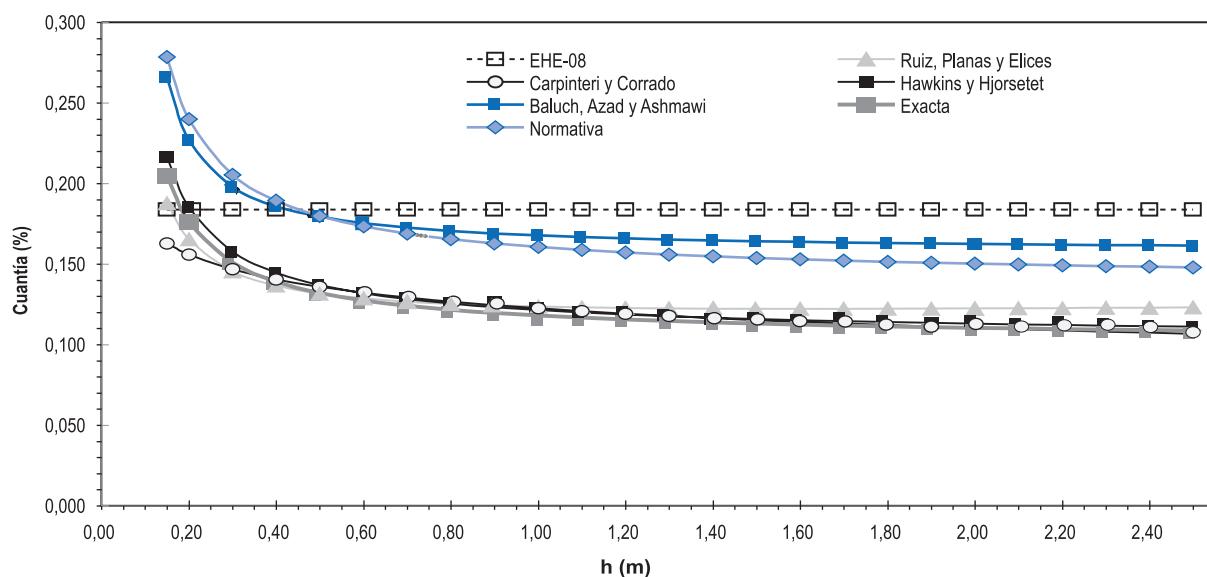


Figura 10. Cantidad mínima en función de h según estudios considerados. $f_{ck} = 30$ MPa

Baluch, Azad y Ashmawi [16] plantean la siguiente propuesta semiempírica:

$$\rho_{\min} = \frac{1,9132 \cdot K_{IC}^{0,82}}{f_{yk}^{0,9922} \left(1,70 - 2,6 \frac{c}{h} \right)} \quad (25)$$

La fórmula que proponen incluye un coeficiente de seguridad de 2 en la carga máxima de fisuración, a la hora de igualar con la carga última de plastificación para despejar la cuantía mínima. Por ello, para que la comparación sea coherente, se empleará la expresión anterior dividida por el factor de seguridad implícito a 2:

$$\rho_{\min} = \frac{0,9566 \cdot K_{IC}^{0,82}}{f_{yk}^{0,9922} \left(1,70 - 2,6 \frac{c}{h} \right)} \quad (26)$$

Hawkins y Hjorsetet [17] presentan la siguiente expresión para la armadura mínima:

$$\rho_{\min} = 0,175 \frac{f_r}{f_y} \frac{h}{h-c} \quad (27)$$

Donde f_r es la resistencia a flexotracción del hormigón, que como se ha visto previamente, depende tanto de las propiedades del hormigón como del canto de la viga.

En las siguientes figuras se incluyen los resultados de las formulaciones derivadas de las investigaciones que se han comentado en este punto. Estos resultados se comparan con la propuesta que efectuamos para la armadura mínima, con criterios normativos, es decir, manteniendo un margen de seguridad empleando el valor máximo de la resistencia a tracción del hormigón; y otra expresión que sería de carácter exacto, emplean-

do el valor medio de la resistencia a tracción, y que servirá para comparar con las otras expresiones la exactitud de las suposiciones hechas. Para la expresión exacta, se adopta una resistencia media a tracción del hormigón de forma simplificada igual a $0,15 \cdot f_{cd}$ tal y como se justificó en el apartado 3.

De tal modo incluimos las siguientes dos expresiones, la normativa:

$$\frac{A_s f_{yk}}{A_c f_{cd}} = 0,034 \cdot \left(\frac{h}{d} \right) \cdot \frac{1 + 1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}}{1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}} \quad (28)$$

y la exacta:

$$\frac{A_s f_{yk}}{A_c f_{cd}} = 0,025 \cdot \left(\frac{h}{d} \right) \cdot \frac{1 + 1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}}{1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}} \quad (29)$$

Los resultados son los incluidos en las Figuras 10 y 11, para hormigón de resistencia característica 30 y 40 MPa respectivamente:

Como puede observarse, la uniformidad es bastante mayor entre los resultados de los diferentes estudios, si comparamos con la variabilidad observada previamente entre las distintas normativas en el apartado 4. Todas las expresiones propuestas por los diferentes investigadores, siguen curvas de cuantía decreciente con el canto. Exceptuando la expresión propuesta por Baluch, Azad y Ashmawi, el resto de expresiones propuestas proporcionan valores muy cercanos entre sí, especialmente en la zona de cantos elevados.

La expresión exacta que hemos incluido concuerda con bastante aproximación con los resultados de las

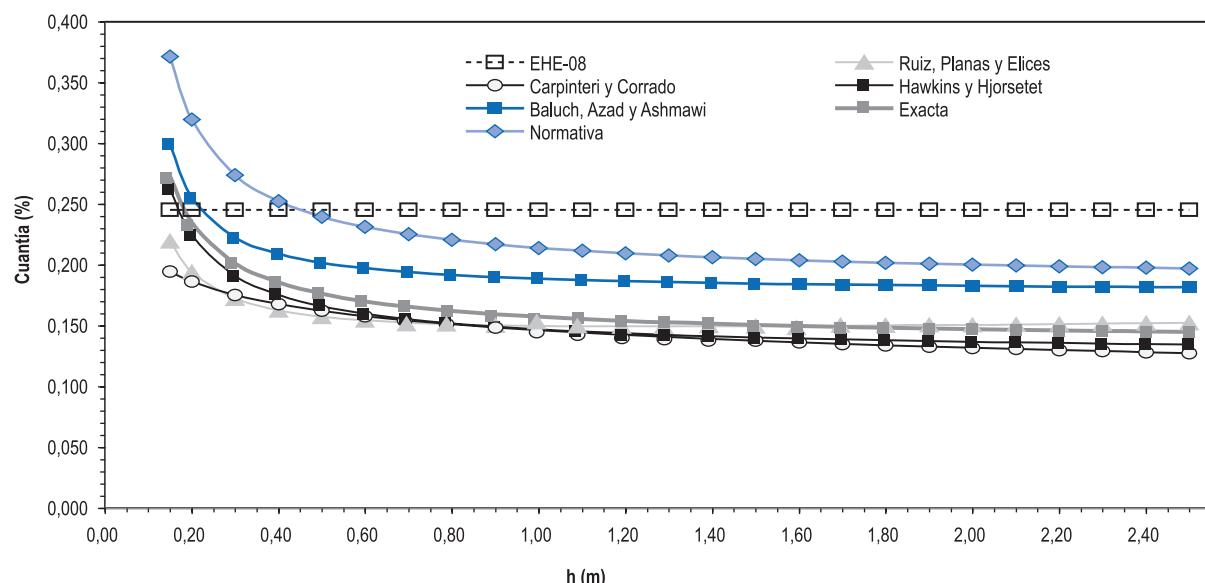


Figura 11. Cuantía mínima en función de h según estudios considerados. $f_{ck} = 40$ MPa

investigaciones (exceptuando el caso de Baluch, Azad y Ashmawi), y la expresión propuesta como normativa deja un margen de seguridad uniforme, eliminando el problema del distinto grado de certidumbre en función de h que presentan la mayoría de normas actuales.

Analizadas las curvas de armadura mínima propuestas por los diferentes investigadores, y comparadas con la propuesta realizada, podemos extraer las siguientes ideas:

- Existe mayor uniformidad entre los estudios teóricos sobre la exigencia de armadura mínima, desarrollados a partir de la mecánica de la fractura, que entre las diversas normativas internacionales.
- Las curvas de cuantía mínima deben seguir expresiones decrecientes con el canto, debido a los efectos comentados en este artículo, y tal y como se

refleja en las investigaciones recopiladas y en las expresiones propuestas.

- La expresión exacta (29) propuesta desarrollando la incluida en la EHE para introducir el efecto del canto, encaja con bastante precisión entre las de los diferentes investigadores. De forma relativamente sencilla, sin exigir datos adicionales a los de geometría de la sección, f_{cd} y f_{yk} , da resultados coherentes con el comportamiento esperado en función de h . Por tanto pensamos que, sin complicar prácticamente los cálculos, la expresión normativa propuesta serviría para ajustar la necesidad de armadura mínima en función del canto del elemento, salvando la actual limitación de la independencia respecto a h de la cuantía en la fórmula de la EHE.

Nuevamente aparece mayor dispersión en el caso de $f_{ck} = 40$ MPa, debido a la simplificación introducida. Si aplicamos la expresión (13) donde se tiene en cuen-

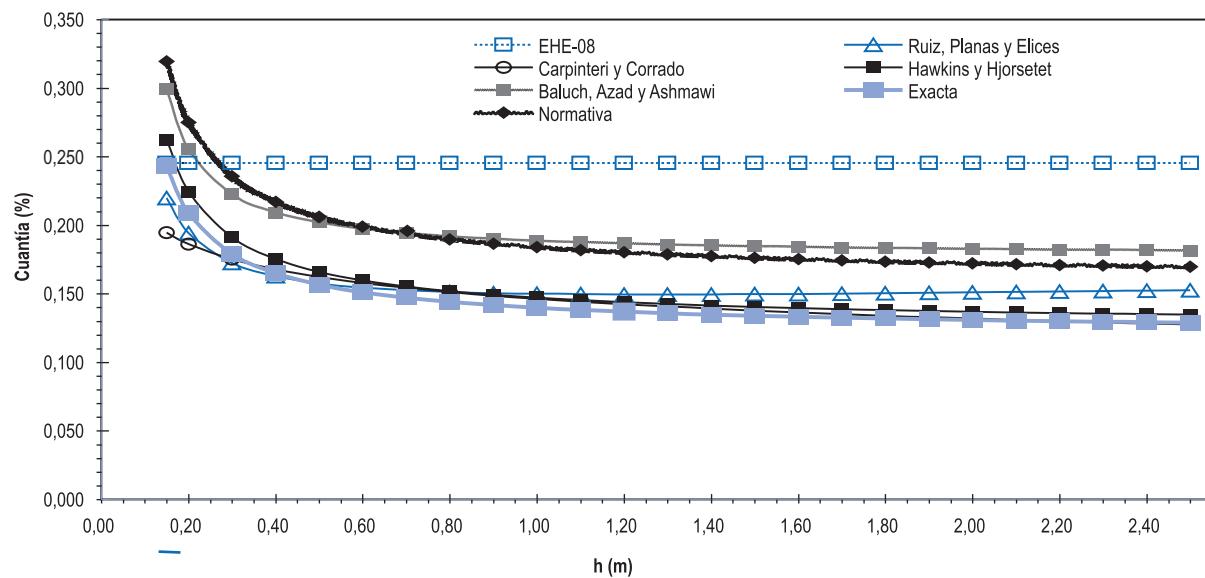


Figura 12. Cuantía mínima en función de h ajustando la expresión propuesta en función de $f_{ck} \cdot f_{ck} = 40$ MPa

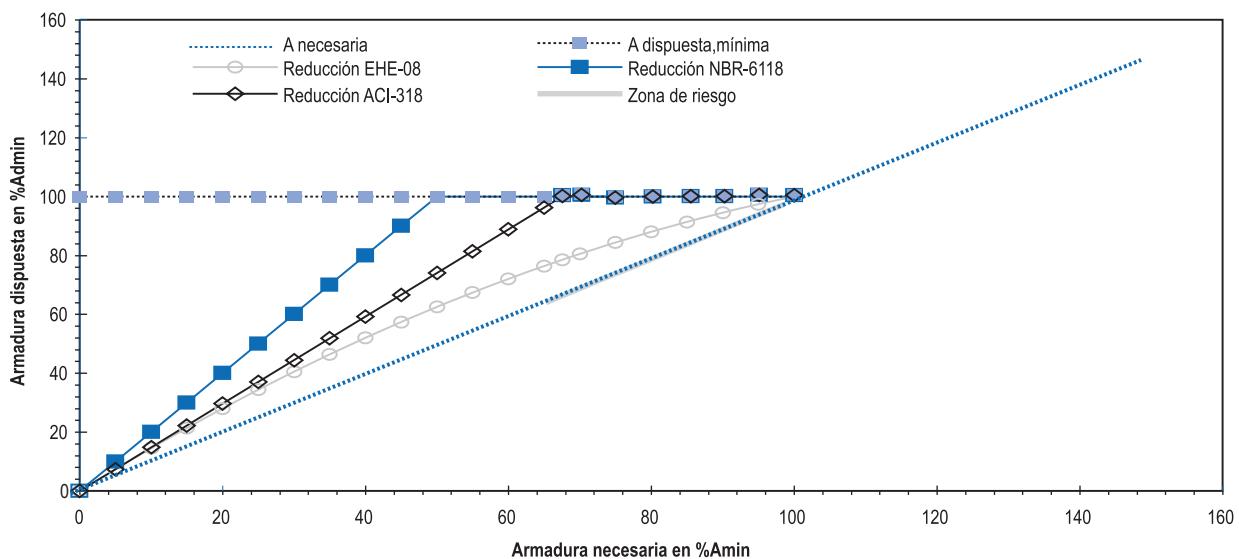


Figura 13. Reducción de la armadura mínima exigida en función de la armadura necesaria por cálculo

ta el efecto de f_{ck} en la resistencia a tracción, llegaríamos a los resultados de la Figura 12 para $f_{ck} = 40$ MPa, más aproximados a los valores de los otros estudios.

necesaria para obviar el mínimo mecánico:

$$M_u \geq \frac{1,33 \cdot M_d}{\phi} = 1,48 \cdot M_d \quad (31)$$

Otras normas plantean valores diferentes para el descenso de armadura necesaria, aunque siguiendo el mismo criterio que la norma americana. Por ejemplo la norma la brasileña NBR-6118 [18] plantea el siguiente criterio:

$$M_u \geq 2 \cdot M_d \quad (32)$$

En la Figura 13 se ha representado la variación de la exigencia de armadura mínima en función de la proximidad o lejanía al momento de fisuración, aplicando los criterios mencionados en función del exceso de resistencia de la sección frente al momento solicitante.

6. AJUSTE DEL REQUERIMIENTO MÍNIMO DE ARMADURA EN FUNCIÓN DEL MOMENTO SOLICITANTE

Adicionalmente a la expresión (2) de armadura mínima necesaria, la Instrucción de Hormigón Estructural incluye la posibilidad de reducir esta exigencia en función de la armadura exigida por el cálculo. De esta forma, se permite que la armadura mínima dispuesta sea:

$$A_{s,min} = \alpha \cdot A_s; \alpha = 1,5 - 12,5 \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (30)$$

El objetivo de esta reducción es tener en cuenta la mayor o menor proximidad al momento de fisuración en nuestra situación de cálculo. Si tuviéramos la seguridad de que en ninguna circunstancia se llegaran a producir momentos que provocaran que se alcanzara la resistencia a tracción del hormigón, no sería necesario disponer la armadura mínima porque no estaríamos alcanzando la situación que se pretende evitar con dicha armadura al no llegar a soportarse M_{cr} .

Con la justificación anterior, algunas de las normas estudiadas (como la EHE con la fórmula anterior) tienen en cuenta este hecho reduciendo la exigencia de armadura mínima en función del momento de cálculo que soporta el elemento. A partir de cierto umbral de exceso de resistencia requerida, no exigen cumplir la armadura mínima.

Además de la EHE, por ejemplo la norma americana considera el siguiente límite para la sobrerresistencia

De la Figura 13 podemos extraer algunas conclusiones. La reducción efectuada por la EHE-08 es la mayor de entre las normas que hemos encontrado que tienen en cuenta este hecho. Tiene la ventaja respecto a la norma americana y brasileña de dar cierto grado de continuidad a la curva de armadura necesaria, siendo esta curva siempre creciente para momentos de cálculo aumentando de valor.

En cambio con el criterio de las otras normas aparece una rama de armadura dispuesta constante pese a aumentar el momento de cálculo, intercalada entre dos ramas crecientes. Aún así, parece que un planteamiento basado en un factor de mayoración del momento de cálculo tal y como incluye la ACI, parece más intuitivo y sencillo de aplicar, y más coherente con el planteamiento de cálculo llevado a cabo a la hora de definir la formulación.

En nuestro caso adoptaremos un criterio similar al de la norma ACI, consistente en dar una sobrerresisten-

cia adicional de aproximadamente el 50% ($M_u > 1,50 \cdot M_d$). Con este criterio se dispondría el armado mínimo al alcanzar el 67% del momento crítico, evitando de forma más clara, como se puede ver en la Figura 13, la zona de mayor riesgo de rotura frágil por baja cuantía de armadura.

Con estos comentarios, completamos la propuesta de expresión normativa para la armadura mínima mecánica en secciones rectangulares de la siguiente forma. Se considerará el mínimo de:

- $A_{s,\min}$ según la expresión (12) o según la expresión (13).
- 1,50 veces la armadura que se obtenga del cálculo.

7. CONCLUSIONES

Del presente estudio extraemos las siguientes conclusiones:

- Las vigas con cuantías bajas de armadura presentan un efecto escala en virtud del cual vigas de menor canto resisten proporcionalmente más, en términos de tensiones, que vigas de un canto mayor. Esto implica que las vigas de menor canto exigirán mayor cuantía mínima mecánica.
- La gran mayoría de normas, incluida la EHE, no tienen en cuenta tal hecho, dando valores constantes de la cuantía mínima mecánica en función del canto; e incluso, en algunos casos, dando expresiones crecientes en función de h , al obtener la armadura a partir del canto útil. Además, hay que señalar la gran dispersión de los valores obtenidos por las distintas normativas, con diferencias que pueden llegar al 100% entre normas.
- Entre los estudios teóricos realizados a partir de herramientas de la mecánica de fractura, la homogeneidad es bastante mayor, y hay acuerdo a la hora de plantear fórmulas de cuantía decreciente con el canto, de acuerdo con el efecto escala comentado.
- A partir de los criterios seguidos en la EHE, hemos planteado una modificación de la expresión simplificada para secciones rectangulares en flexión. En dicha expresión se ha tenido en cuenta el efecto del canto del elemento y se ha hecho depender de f_{yk} en lugar de f_{yd} . La expresión normativa propuesta, ya con el margen de seguridad introducido al depender de $f_{ct,máx}$ es:

$$\frac{A_s f_{yk}}{A_c f_{cd}} = 0,034 \cdot \left(\frac{h}{d} \right) \cdot \frac{1+1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}}{1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}} \quad (12)$$

- La anterior expresión está ajustada del lado de la seguridad para hormigones con $f_{ck} > 25 \text{ MPa}$. En caso de buscar el valor exacto en función de $f_{ck'}$ la expresión propuesta anterior se modificaría así:

$$\frac{A_s f_{yk}}{A_c f_{cd}} = 0,1 \cdot f_{ck}^{-1/3} \cdot \left(\frac{h}{d} \right) \cdot \frac{1+1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}}{1,5 \cdot \left(\frac{h}{0,1} \right)^{0,7}} \quad (13)$$

- Algunas normas, entre ellas la EHE, plantean una reducción de la armadura mínima mecánica en función de la proximidad de la situación de cálculo respecto a la situación de fisuración. El método de reducción de la EHE tiene como ventaja el proporcionar una curva continuamente creciente para la armadura mínima, pero resulta poco intuitivo a la hora de aplicarlo. Un criterio de mayor sencillez y que también parece más adecuado en cuanto al tratamiento de la seguridad, sería el incluido en la norma ACI, consistente en dar una sobrerresistencia adicional de aproximadamente el 50% ($M_u > 1,50 \cdot M_d$). Con este criterio se dispondría el armado mínimo al alcanzar el 67% del momento crítico, evitando de forma más clara, si comparamos con la EHE, la zona de mayor riesgo de rotura frágil por baja cuantía de armadura.
- Con lo comentado en el punto anterior se completa la propuesta de armado mínimo a flexión en secciones rectangulares, exigiendo que se disponga como mínimo mecánico el menor de los siguientes dos valores: el obtenido mediante la expresión (12) o (13) en caso de ajustar a la resistencia del hormigón; o bien 1,50 veces la armadura de cálculo.

REFERENCIAS

- [1] CALAVERA, J.; GARCÍA DUTARI, L. "Generalización de la fórmula de cuantía mínima a secciones de forma cualquiera". *Cuadernos Técnicos de INTEMAC*, 1991, nº 1.
- [2] CALAVERA, J. *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón*. Tomo II. Madrid: INTEMAC Ediciones, 2008.
- [3] EHE-08 *Instrucción del Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2008. 704 p.
- [4] AA.VV. *La EHE explicada por sus autores*. 2^a Ed. Madrid: Leynfor Siglo XXI, 2003. ISBN: 978-84-955-600-56.
- [5] RUIZ LÓPEZ, G.; PLANAS ROSSELLÓ, J.; ELICES CALAFAT, M. "Armadura mínima en flexión: teoría, ensayos y comparación con la normativa vigente". *Hormigón y Acero*, 1997, nº 206, p. 9-25.

[6] CARPINTERI, A.; CORRADO, M. "Non Linear Fracture Mechanics Investigation on the ductility of reinforced concrete beams". *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, 2010, vol. 3, nº 2. p. 137-148.

[7] COMITÉ EUROPEO DEL HORMIGÓN. *Código Modelo CEB-FIP 1990*. Madrid. GEHO-CEB, 1995.

[8] COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN (CEN). *EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Bruselas, 2004.

[9] BAZANT, Z.P.; OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R. "Fracture Size Effect: Review of Evidence for Concrete Structures". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1994, vol. 102, nº 8, p. 2377-2398.

[10] BAZANT, Z.P.; PFEIFFER, A. "Determination of Fracture Energy from Size Effect and Brittleness Number". *ACI Materials Journal*, 1987, vol. 84, nº 6, p. 463-480.

[11] TANG, T.; SHAH, S.; OUYANG, C. "Fracture Mechanics and Size Effect of Concrete in Tension". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1992, vol. 118, nº 11, p. 3169-3185.

[12] ACI COMMITTE 318. *ACI 318-08. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Michigan: Farmington Hills, 2008.

[13] SEGUIRANT, S.J.; BRICE, R.; KHALEGHI, B. "Making sense of minimum flexural reinforcement requirements for reinforced concrete members". *PCI Journal*, Summer 2010. p. 64-85.

[14] AA.VV. *Eurocode 2 Commentary*. Brussels: European Concrete Platform ASBL, 2008.

[15] NORWEGIAN COUNCIL FOR BUILDING STANDARDIZATION. *Norwegian Standard NS 3473 E. 4^a Ed*. Oslo, 1992.

[16] BALUCH, M.H.; AZAD, A.K.; ASHMAWI, W. "Fracture Mechanics application to reinforced concrete member in flexure". A. Carpinteri (ed.) *Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete*. London: Elsevier Applied Science, 1992, p. 413-436.

[17] HAWKINS, N.; HJORSETET, K. "Minimum reinforcement requirement for concrete flexural members". *Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete A. Carpinteri (ed.) Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete*. London: Elsevier Applied Science, 1992, p. 379-412.

[18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118. Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento*. Río de Janeiro, 2004.

III Congreso Internacional de Enseñanza de la Ingeniería Estructural de ACHE

Valencia 12 y 13 junio de 2013



El III Congreso Internacional de Enseñanza de la Ingeniería Estructural de ACHE será un punto de encuentro para todas las personas relacionadas con la **docencia de la ingeniería estructural**, entendida ésta **en un sentido amplio que abarca cualquier material de construcción, entorno profesional y nivel educativo**. El congreso se celebrará en la ETS de Ingenieros de Caminos de la Universitat Politècnica de València y será bilingüe español-inglés con posibilidad de presentar y escribir las ponencias en cualquiera de los dos idiomas.

Se organizará una **exposición comercial** simultánea al congreso, en la que empresas e instituciones relacionadas con la docencia y la ingeniería estructural podrán presentar sus productos, innovaciones y desarrollos.

Los temas del Congreso son:

Innovación educativa

- Metodologías activas de enseñanza-aprendizaje
- Aplicación de nuevas tecnologías
- Coordinación horizontal y vertical
- Nuevos sistemas de evaluación
- Enseñanza multidisciplinar en ingeniería estructural
- Formación continua en ingeniería estructural

Ingeniería estructural en un contexto internacional

- Enseñanza para el desarrollo profesional en un entorno internacional
- Experiencias en la implantación del Espacio Europeo de Educación Superior
- Programas de intercambio internacionales
- Acreditación internacional de las titulaciones
- Otros temas internacionales de interés

Nuevos retos y temas en la enseñanza de la ingeniería estructural

- Ingeniería estructural, sociedad y empresa
- Nuevas titulaciones e ingeniería estructural
- Compatibilización de docencia e investigación
- Desarrollo de la creatividad
- Arte estructural
- Historia de la ingeniería estructural
- Cooperación al desarrollo
- Ética en el contexto de la ingeniería estructural
- Nuevos materiales
- Patología, mantenimiento y rehabilitación de estructuras
- Otros retos y temas

Fechas clave:

Envío de resúmenes: entre el 15 de septiembre y el 15 de diciembre de 2012

Envío de comunicaciones completas: 15 de abril de 2013

Congreso: 12 y 13 de junio de 2013

Inscripción:

Socios de ACHE: 135 €

No socios de ACHE: 160 €

Inscripción temprana (antes del 29 de marzo): 125 €

Más información: www.e-ache.com

The Congress Palace at Oran, a distinctive building in a high seismic risk zone*

Miguel Ortega Cornejo⁽¹⁾ , Luis Matute Rubio⁽¹⁾ , Francisco Millanes Mato⁽²⁾ , C. Mauricio Aguirre Gallego⁽³⁾ and Pedro Ayuso García⁽³⁾

Received: 20-03-2012

Accepted: 21-06-2012

Summary

The structure of the Palace Congress at Oran, designed by IDEAM for OHL, is probably the most distinctive component of the Oran Convention Centre built by the Spanish contractor for Sonatrach.

The buildings comprising this part of the complex, with a total area of around 69 000 m² and 7 900 t of structural steel, were designed in fast-track format and erected in record time. With the structure, begun in July 2008, practically completed by October 2009, the building could be commissioned in the first quarter of 2010, in time to host the Gas Exporting Countries Forum in April of that year.

The entire steel structure was prefabricated in several workshops in the northwestern Spain and shipped by sea from the country's southeast coast to Oran. This streamlined on-site assembly, for the readily shippable modules into which the structure was divided could later be joined with high-strength bolts, largely avoiding the need for any on-site welding.

The Congress Palace consists of three buildings with different structural typologies and bearing mechanisms, described in detail in the main article.

The restaurant and the hanging entrance (also called the bridge building) are independent of the three main blocks into which the palace is divided: the heads of state unit, the auditorium, which seats 3 000, and the office unit.

All the foundations in the palace buildings are shallow, with spot or continuous footings bearing the steel columns and seismic-resistant braces, reinforced concrete walls, cores and diaphragm walls. The bracing for these shallow foundations consisted of a slab laid as a sort of stiff diaphragm that doubles as a structural floor for the basement or the ground storey, depending on the foundation elevation in each area.

The design and size of the palace structure are strictly conditioned by the area's high seismicity, with a basic design acceleration of $a_b=0.20$ g. Seismic action was one of the most significant conditioning factors taken into consideration in palace design, which had to be harmonised with the essentially irregular architectural forms used in distinctive contemporary construction.

The main building is arranged by usage areas into two side buildings, namely the offices on the south and the heads of state unit on the north, and the central auditorium, which is the largest structure in the complex. The main roof over the auditorium has a 60-m open span. The building's large west façade, which cantilevers over a sheet of water that springs from underneath the stage, houses the world's largest mosaic. This 35-m high by 60-m wide ceramic cladding, covering an area of nearly 2 100 m², was made entirely at Talavera de la Reina, Spain.

In all the main buildings the structure consists of steel columns and composite structural floors with composite main beams connected to the upper slab and steel purlins, most spaced at 3 m, although in some cases to meet architectural needs, at 6 or even 9 m.

Many areas are subject to architectural singularities and determinants, where to create column-free space the simple orthogonal beam, column and purlin lattice had to be replaced with a 6x6 arrangement. In such areas the bearing structure called for a large number of continuous main beams. While most span 6 m, 9-, 12- and even 18-m spans were also necessary, particularly on level 4 in the heads of state building. And in a machine room in that same building, the steel trusses span distances of up to 24 m.

The 0.059 (ribbed area)+0.10-m thick concrete structural floors in all the buildings were formed with ribbed plates that acted as sacrificial formwork, deflecting with a 3-m span.

The only concrete structures, then, were the foundations, the perimetric walls, an occasional bearing core and the concrete in the composite structural floors.

* 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 33-50.

(1) Universidad Europea de Madrid. Escuela Politécnica (Madrid, Spain). IDEAM, S.A. (Madrid, Spain).

(2) Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos (Madrid, Spain). IDEAM, S.A. (Madrid, Spain).

(3) OHL. (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: miguel.ortega@ideam.es

Special features in the design of concrete wind towers*

Carlos Ríos Frutos⁽¹⁾, Juan Carlos Arroyo Portero⁽¹⁾, Alberto Costaguta Regueira⁽¹⁾, Víctor Manuel Sierra García⁽¹⁾ and Elia María Pérez García⁽¹⁾

Received: 13-12-2011

Accepted: 06-07-2012

Summary

Wind energy has been in place for over twenty years and despite today's difficult circumstances, its future looks promising.

That notwithstanding, until recently civil engineers have played a fairly limited role in the design of support structures for wind turbines or towers, even though the structural engineering involved lies clearly within their competence.

The main reason for that absence identified in this article is the nearly exclusive use of steel to build towers, a material whose behaviour is fully understood by turbine manufacturer-related areas of mechanical engineering.

The situation has changed lately due to rising turbine capacity, which calls for high wind speeds only attainable by positioning the rotor blades at ever greater heights. Such heights and capacities require very thick steel towers with large diameters both for reasons of structural safety in light of the stresses involved to comply with the restraints defined to ensure that no dynamic interference is created between tower and blade frequencies.

Large-scale drums with diameters of over 4.30-4.50 m are not shippable, however, and the vertical division of steel rings into panels for subsequent on-site welding is not possible. Moreover, the manufacture of very thick rings with small radii of curvature entails the deployment of resources that are far from economically optimal.

Under these circumstances concrete towers constitute an alternative. The transport problems are readily overcome because the truncated cones that comprise the tower can be divided into segments of shippable dimensions that comfortably meet all dynamic requirements.

Civil engineering prevails in the design of these concrete towers in light of its practitioners' long experience and technical excellence in the design of structures built with that material. Nonetheless, the design of these towers involves particulars not normally encountered in other more common types of structural engineering.

On the grounds of experience acquired in the design and technical assistance for four composite concrete-steel wind towers built in Hamina, Finland, the authors briefly describe the essential features to be borne in mind in the design of these composite precast concrete and steel towers, deemed to be the optimal solution in many cases.

Firstly, the definition of the actions involved and the engineering of the forces they generate on the tower cannot usually be addressed by most civil engineering departments or firms. The structural engineer must wait to obtain the respective data from a specialised firm, without prejudice to needing a full understanding of the parameters that define the design load cases laid down in the specific legislation.

The dynamic factors that condition tower design are of vital importance. The present article stresses the need to keep the first and second tower frequency within certain ranges to prevent dynamic amplification resulting from resonance with the turbine rotor blades. This concern is of such importance that steel towers are often ruled out as a solution.

Fatigue, intuitively perceived as essential in a structure constantly exposed to cyclical action, is indeed an essential parameter. It must be calculated in greater detail than in other types of structures and analysed in depth where concrete is involved, since the existing legislation is highly demanding and fails to take complex stress states into consideration.

Horizontal and vertical joints, which are inevitable in precast members, are crucial details to which meticulous attention must be paid. Thanks to the similarity between these joints and others in structures such as bridges, designers can capitalise on much of their past experience.

The concrete-steel connection in composite towers must meet such strict requirements that it may condition the rest of the structure. Experiment and complex finite element models acquire a particularly prominent role in the study of such crucial details as joints and the steel-concrete connection.

* 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 51-66.

(1) Calter Ingenieria, S.L. (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: crios@calter.es

Measurement of thermal action in a solid slab concrete bridge deck and comparison to Eurocode 1 formulations*

Hugo Corres Peiretti⁽¹⁾, Javier I. Ezeberry Parrotta⁽²⁾, Amets Berecibar Oregui⁽³⁾ and Alejandro Perez Caldentey⁽¹⁾

Received: 16-01-2012

Accepted: 04-06-2012

Summary

This article discusses temperature readings taken in a solid slab concrete bridge deck for over 3 years. Very few experimental studies on this type of deck can be found in the literature, due to its typology and constituent material. The results of the present trial are compared to the models proposed in Eurocode 1 for representing temperature.

The bridge was instrumented by the Madrid School of Civil Engineering's Structural Concrete Group (Corres et al.) under a Programme for the Furtherance of Technological Research (Spanish acronym, PROFIT) project headed by FCC, a construction firm, and FHECOR Ingenieros Consultores, structural engineering consultants. Both temperature and strain were monitored by instruments installed on different cross-sections of the deck and bridge piers.

The 4-span bridge (12.00+20.00+20.00+12.00 m) instrumented is 64.00 m long. Its deck is a post-tensioned solid slab rigidly attached to the piers and abutments. The latter rest on steel pile foundations that afford sufficient flexibility to minimise constraint against horizontal movements, while the piers are built on shallow foundations. Temperatures were recorded in five deck sections instrumented with 12 sensors each.

According to Eurocode 1, thermal action on bridges can be predicted by considering a uniform component in addition to a linear or non-linear gradient. From the standpoint of bridge structural behaviour, the choice of a linear or non-linear gradient is immaterial, for the resulting curvature, elongation or shortening are the same. On the cross-sectional scale, however, non-linear gradients provide a self-balancing stress state in which no curvature is generated.

The present study estimated the various components for each cross-section from the mean temperatures in three axes (top, middle and bottom), and then averaged the values for the five cross-sections instrumented. The temperature was assumed to follow a parabolic distribution and a self-balancing condition was introduced for the non-linear gradient.

The uniform component and the linear and non-linear gradients found were compared to the Eurocode 1 recommendations.

Neither the uniform component nor the linear gradient ceiling established by the code was exceeded experimentally at any time.

The pattern of the findings for this site and this bridge appear to indicate, however, that the differences between ambient temperature and uniform bridge temperature do not concur with the values defined in the existing legislation. More specifically, Eurocode 1 stipulates that the uniform temperature for this type of bridges should not be more than 2 degrees higher, or the minimum uniform temperature more than 8 degrees lower, than the ambient temperature. The measurements taken and the uniform temperatures estimated show that the maximum uniform temperature for this bridge is 15 °C over the high ambient temperature, while its minimum uniform temperature is around 4 °C lower than the low ambient temperature. The Eurocode 1 proposal assumes maximum variations in daily ambient temperature of 10 °C. That daily temperature variations of 18 °C were measured at this site may explain the difference in the mean estimated temperature based on the maximum daily variation in ambient temperature and the respective fit of the data.

By contrast, both the linear and non-linear gradients proposed in Eurocode 1 provide a good fit to the gradients estimated from the experimental results. The heat gradient would appear to be closely related to daily variations in ambient temperature, which may be a variable to bear in mind to obtain a closer fit for this parameter.

* 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 67-82.

(1) ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. FHECOR Ingenieros Consultores, (Madrid, Spain).

(2) IDOM, S.A (Madrid, Spain).

(3) ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria (Santander, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: hcp@fhecor.es

Minimum bending reinforcement for rectangular sections: a comparative study*

Carlos Montaner Dobón⁽¹⁾

Received: 18-01-2012

Accepted: 10-05-2012

Summary

Ductility is a basic requirement in structural design. One of the possible consequences of its absence appears in members with scant bending reinforcement when the cracking moment in the section exceeds the ultimate design resisting moment, i.e., the moment that can be borne with the existing reinforcement after the section cracks. Under those circumstances, the structure is no longer able to accommodate the stress generated and collapses abruptly. The ratio for which the cracking moment is equal to the ultimate design resisting moment is the theoretical minimum reinforcement ratio.

An analysis of the minimum reinforcement ratio obtained with the formulas laid down in a number of codes (Spanish structural concrete code EHE-08, ACI-318, EC-2, Model Code 90) reveals that the ratio estimated with these approaches is independent of the depth of the member. Nonetheless, experimental surveys have confirmed the existence of a certain scale effect, whereby beams with a smaller depth are subject to proportionally higher stress than deeper beams. Consequently, the minimum reinforcement ratio should be made to depend on member depth. Most international standards fail to take this scale effect into consideration, however, yielding acceptable results for deep beams but establishing ratios smaller than necessary for smaller depths. Norwegian code NS 3473E, which stipulates higher ratios for smaller depths, is the sole exception.

In an attempt to mitigate the aforementioned discrepancy and taking the EHE-08 formula as a case in point, the present article proposes a variation for calculating the minimum reinforcement ratio. This variation entails revisiting some of the assumptions implicit in the Spanish code: the first is that bending strength is constant with changing depth, and the second, that the lever arm to calculate the ultimate limit moment is a constant equal to 0.8 h.

Reinforcement ratio calculations have been addressed by many researchers using fracture mechanics tools. Failure occurs in members with a low bending reinforcement ratio when a single crack forms in the most highly stressed area, and not as a result of multiple cracking such as in ordinary reinforced beams. Consequently, such tools are apt for these calculations. Several conclusions were drawn from an analysis of the minimum reinforcement curves proposed by a number of researchers and their comparison to the present proposal. One is that the minimum ratio requirements found with fracture mechanics studies are more uniform than the requirements set out in the various international standards. A second is that minimum ratio curves should fit expressions in which depth is a factor, due to the foregoing and as reflected in the results of a host of experimental studies. The formula proposed here was found to fit in quite precisely with the expressions compiled from the research on the subject.

In addition to obtaining the minimum reinforcement from formulas in which the ultimate limit moment is equated to the cracking moment, the codes envisage the possibility of reducing the minimum reinforcement requirement to less than the design value. The aim of such a reduction is to take into consideration the greater or lesser proximity of the design situation to the cracking moment, for if the critical moment is not reached, the minimum reinforcement would not theoretically be necessary. The advantage to the reduction method set out in EHE-08 is that it yields a steady upward curve for the minimum ratio, but its application is scantily intuitive. A simpler and apparently safer criterion is the approach adopted in standard ACI-318, which consists of providing for 50 % extra strength over the design moment as an alternative to using a minimum reinforcement ratio.

* 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 83-97.

(1) TYPSC. (Valencia, Spain).

Corresponding author: cmontaner@typsa.es

Translation: Margaret Clark

LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL ESPAÑOLA ANTE EL DESAFÍO DE SU INTERNACIONALIZACIÓN

Jornada Técnica Anual - 20 de junio de 2012

El pasado día 20 de Junio se celebró la Jornada Técnica anual de ACHE que según sus estatutos debe hacerse coincidir con la celebración de la Asamblea de la Asociación.

Este año se eligieron dos temas orientados a enfrentar la grave situación del sector de la construcción y concretamente de la ingeniería estructural en nuestro país.

La rápida caída de la actividad en España ha provocado serios problemas en muchas compañías relacionadas con el proyecto, construcción y control de estructuras. La salida al exterior ha sido la inmediata reacción de muchos profesionales y las empresas están haciendo un gran esfuerzo para adaptarse a otros enfoques, normas, detalles, etc. La gran capacidad técnica del sector y la experiencia ganada en estos años son activos que se están poniendo en valor en el exterior tal y como se mostró a través de las ponencias de la Jornada.

Por otra parte, la sociedad está exigiendo en todo el mundo que se preste una atención preferente a los temas ambientales. La sostenibilidad se está convirtiendo en un requerimiento en el proyecto de estructuras. Muchos de los ingenieros de estructuras de nuestro país manifiestan un creciente interés en profundizar en este campo.

Así, la jornada se dividió en dos bloques. En el primero se abordó el tema de la sostenibilidad de las estructuras y en el segundo la internacionalización de la ingeniería estructural española.

En la sesión de apertura el Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos señaló que el Colegio considera muy importante la actividad exterior de cara a combatir el creciente desempleo entre los colegiados. El Presidente de Ache señaló el creciente interés en foros científicos por la sostenibilidad en las estructuras; de hecho, ese mes de junio la FIB celebró su simposio precisamente sobre este tema.

Sostenibilidad

A lo largo de cinco ponencias se cubrieron diferentes aspectos de este tema:

- Antonio Aguado de Cea presentó la "Introducción a la sostenibilidad en construcción", donde explicó cómo la multiplicidad de requerimientos ha hecho más compleja la toma de decisiones sobre la solución óptima. Para ello propuso el "Proceso de jerarquía analítica" y demostró con un ejemplo cómo el resultado final difiere poco de los pesos de los indicadores. Por último presentó el documento elaborado por un Grupo de Trabajo de ACHE (GT2/5) sobre Sostenibilidad.
- Fernando Rodríguez García en su ponencia "Reflexiones sobre la sostenibilidad desde el proyecto estructural" comentó entre otras cosas el método recogido en la EHE para el cálculo del índice de contribución de la estructura a la sostenibilidad (ICES), así como el borrador del prEN 15643 sobre sostenibilidad.



Figura 1. Participantes en el bloque de sostenibilidad

- David Fernández Ordóñez expuso la presentación "Sostenibilidad en procesos constructivos: In situ y Prefabricado" donde explicó algunas buenas prácticas que permiten reducir el impacto de las construcciones. Entre ellos explicó los sistemas que aprovechan la masa térmica de los edificios.
- Pilar Alaejos Gutiérrez en su presentación "Fabricación de hormigones más sostenibles" analizó el impacto de diferentes componentes del hormigón como las adiciones, los áridos reciclados, el agua, etc.
- Guillermo Sánchez Álvarez en "Evaluación de la sostenibilidad en pilares de hormigón armado en edificación" explicó un ejemplo práctico en el que mediante un árbol de decisión aplicado al estudio de pilares para viviendas convencionales concluye cómo los hormigones de mayores resistencias tienen un mejor comportamiento frente a la sostenibilidad. En el árbol de decisión elegido el peso de la economía era del 50%.

Internacionalización

En el segundo bloque de la Jornada se trató la internacionalización de la ingeniería estructural española.



Figura 2. Mike Schlaich

Comenzó Mike Schlaich, con su ponencia "Proyectar en el extranjero: la experiencia de Schlaich Bergermann und Partner" en la que nos transmitió la exitosa experiencia desarrollada en su ingeniería y compartió algunas ideas claves de esa actividad.

Mike comentó cómo los ingredientes importantes para proyectar en el extranjero son: confianza, idioma común, socio local, tiempo. Y los métodos son: concursos europeos o internacionales, trabajar conjuntamente con empresas constructoras, crear uniones con otras ingenierías, afiliaciones internacionales (IABSE, FIB).

Algunos aspectos de la globalización han ayudado, como la transmisión de información por la red o las comunicaciones por videoconferencia, pero el contacto humano y directo sigue

siendo importante. La necesidad de tener flexibilidad para adaptarse a diferentes circunstancias locales fue explicitada con varios ejemplos.

En su presentación expuso un gran número de proyectos ganados en concursos internacionales y principalmente en Asia.

Después de la Asamblea y ya por la tarde, se continuó la sesión sobre Internacionalización con cuatro ponencias:

- En la primera, Pilar Crespo Rodríguez expuso la "Armonización normativa europea, un reto para España". Explicó cómo ha evolucionado la aceptación de los eurocódigos por los diferentes países europeos de forma que en este momento han sido implementados como norma de proyecto en toda Europa salvo en España. Incluso Reino Unido ha adoptado completamente la normativa europea y además está haciendo difusión de estas normas fuera de Europa y especialmente en su área de influencia. En países tan lejanos como Singapur, Sudáfrica o Vietnam se están adoptando los eurocódigos.
- Oscar Torrejón y José Miguel Gómez, expusieron el diseño y la construcción de la "Terminal 2 del Aeropuerto de Heathrow". Explicaron los complejos condicionantes del diseño de esta terminal. Lo más destacado, la cubierta, por su aspecto de ligereza. Se comentaron los aspectos más singulares desde el punto de vista estructural.
- Luis Peset González expuso "El Puente sobre el Canal de Beauharnois en la autopista A-30 en Montreal (Canadá)". Con 2.550 m de longitud tiene como principal singularidad el vano principal de 150 m cuyo tablero mixto fue empujado desde un solo lado con la ayuda de torre y tirantes. Las pilas fueron construidas con dovelas prefabricadas. Durante varios meses las temperaturas mínimas estuvieron por debajo de -30 °C.

- Rafael Pérez Valencia presentó el "Diseño estructural en las nuevas esclusas del Canal de Panamá". El nuevo sistema de llenado y vaciado de las esclusas permite un menor consumo de agua, y además se ha diseñado para el paso de barcos mucho más grandes. Esto ha modificado el estándar de los mayores barcos en el mundo pasando de los Panamax de 4.400 contenedores a los PosPanamax de 12.600 contenedores. Un gran proyecto realizado en un entorno natural complicado, lo que ha obligado a un gran esfuerzo logístico.

Las presentaciones se encuentran disponibles para todos los asociados en la página de descargas de la Web de Ache. (A la izquierda en la "Zona personal", después de identificarse, Descargas, y Ponencias Jornada Ache 2012).

José Emilio Herrero Beneítez
Presidente del Comité de Eventos de ACHE

"IN MEMORIAM"

Francisco Javier Jiménez Atienza

Miembro de honor de ACHE

(Tudela, 3 de diciembre de 1935-Santander, 30 de Junio de 2012)



Mi padre comenzó su relación con ACHE, entonces bajo el nombre de ATEP (Asociación Técnica Española del Pretensado), en 1966. La distancia en el tiempo y el hecho de contar las cosas como se las oí a él puede conducir a alguna imprecisión por lo que pido disculpas de antemano.

Ingeniero del ICAI de formación, en aquellos años intervenía como experto en productos de acero para hormigón pretensado (especialmente cables) en representación de la empresa para la que trabajaba, Trefilerías Quijano. Colaboró con los Comités de Normalización que fueron el origen de las diferentes y excelentes Normas e Instrucciones sobre hormigón armado y pretensado que ha habido hasta hoy en día. Fue miembro de la Junta de Gobierno de la ATEP y posteriormente Miembro de Honor de la misma, y de ACHE por prolongación natural. Durante años siguió manteniendo el contacto con aquellos que tantas horas y entusiasmo habían dedicado al hormigón estructural en general y pretensado en particular. Recuerdo su amistad con Rafael Piñeiro, Alfredo Páez, José Calavera y tantos otros cuyos nombres es imposible incluir aquí y que contribuyeron a que ACHE sea lo que hoy es.

Tras el contacto inicial con las estructuras de hormigón amplió y profundizó su dedicación a las mismas, proyectando en la Oficina Técnica y construyendo las naves de ampliación de la empresa en la que trabajaba.

Hasta el final de su vida leyó y estudió con interés la revista Hormigón y Acero que le llegaba puntualmente y de la que admiraba su excelente nivel técnico. Cada vez que iba a verle la tenía preparada, después de estudiarla, para dármela. Una de las últimas excursiones que hice con él cuando aún estaba en buenas condiciones físicas, fue en mi tierra natal y suya de adopción (Cantabria) para conocer de cerca el viaducto de Montabliz, con el número 248 de la revista en nuestras manos.

Descanse en paz.

Javier Jiménez Aldasoro

TRANSFORMABLES-2013

Sevilla - 18 al 20 de septiembre de 2013



Congreso Internacional sobre Arquitectura e Ingeniería Transformable con sesiones especiales dedicadas a los trabajos del arquitecto español Emilio Pérez Piñero.

Organizado por

Escuela de Arquitectura, Universidad de Sevilla. Escuela de Arquitectura, Universidad de Coruña
Fundación Emilio Pérez Piñero. Murcia.

Directores

Félix Escrig y José Sánchez

Emilio Pérez Piñero murió hace cincuenta años. En su honor se organiza este Congreso sobre Transformables con la intención de avanzar en la investigación, el diseño y la construcción de este tipo de ideas sobre Transformabilidad, Ligereza y Modularidad. Están invitados a participar Arquitectos, ingenieros, e investigadores relacionados con la geometría dinámica, en aspectos reales o conceptuales.

El congreso se desarrollará en Sevilla en colaboración con la Fundación Pérez Piñero y las Universidades de Sevilla y Coruña. Aunque el idioma principal será el inglés, también podrán presentarse ponencias en castellano, incluidas en sesiones especiales.

Coincidiendo con el Congreso se plantea una exposición con la obra de EPP y otros, en la que están invitadas a participar, empresas y particulares que deseen presentar sus aportaciones o inventos.

Se considera que el Congreso será un punto de partida para el desarrollo de estas tecnologías y que las Actas publicadas constituirán un texto fundamental en el futuro.

Temas del Congreso:

- Arquitectura temporal
- Estructuras desmontables
- Arquitectura neumática
- Arquitectura en tracción
- Mástiles y torres telescopicas
- Cubiertas plegables y retráctiles
- Tensigrities
- Puentes móviles y plegables
- Estructuras recíprocas
- Cartón y origami en arquitectura
- Software para geometrías complejas
- Diseño y análisis
- Otros en el campo de la Transformabilidad
- Sesión especial dedicada a la obra de EPP

www.transformable2013.com
info@transformable2013.com

Teléfono 34 954556583 Fax: 34 954556606

Dirección: Secretaría M. Teresa Rodríguez.

Escuela de Arquitectura de Sevilla - Avda. Reina Mercedes 2 - 41012 Sevilla. España.

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:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

- Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.

- Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se 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..

3. Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.
4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (v.gr. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Freehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (.doc), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución, es la siguiente:

Para envíos postales:

Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

Para envíos por correo electrónico:

secretaria_revista@e-ache.com

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. Extensión

Los Artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y 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 impriman 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 imprimirla 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 prolífica para el artículo y 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 incomprendimiento. 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 1 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 cien 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 impresión, 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 anuncianta 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 "I" 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.

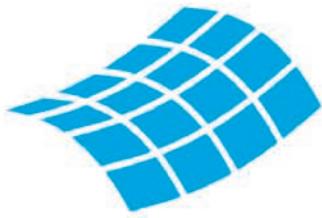
Boletín de inscripción en

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.

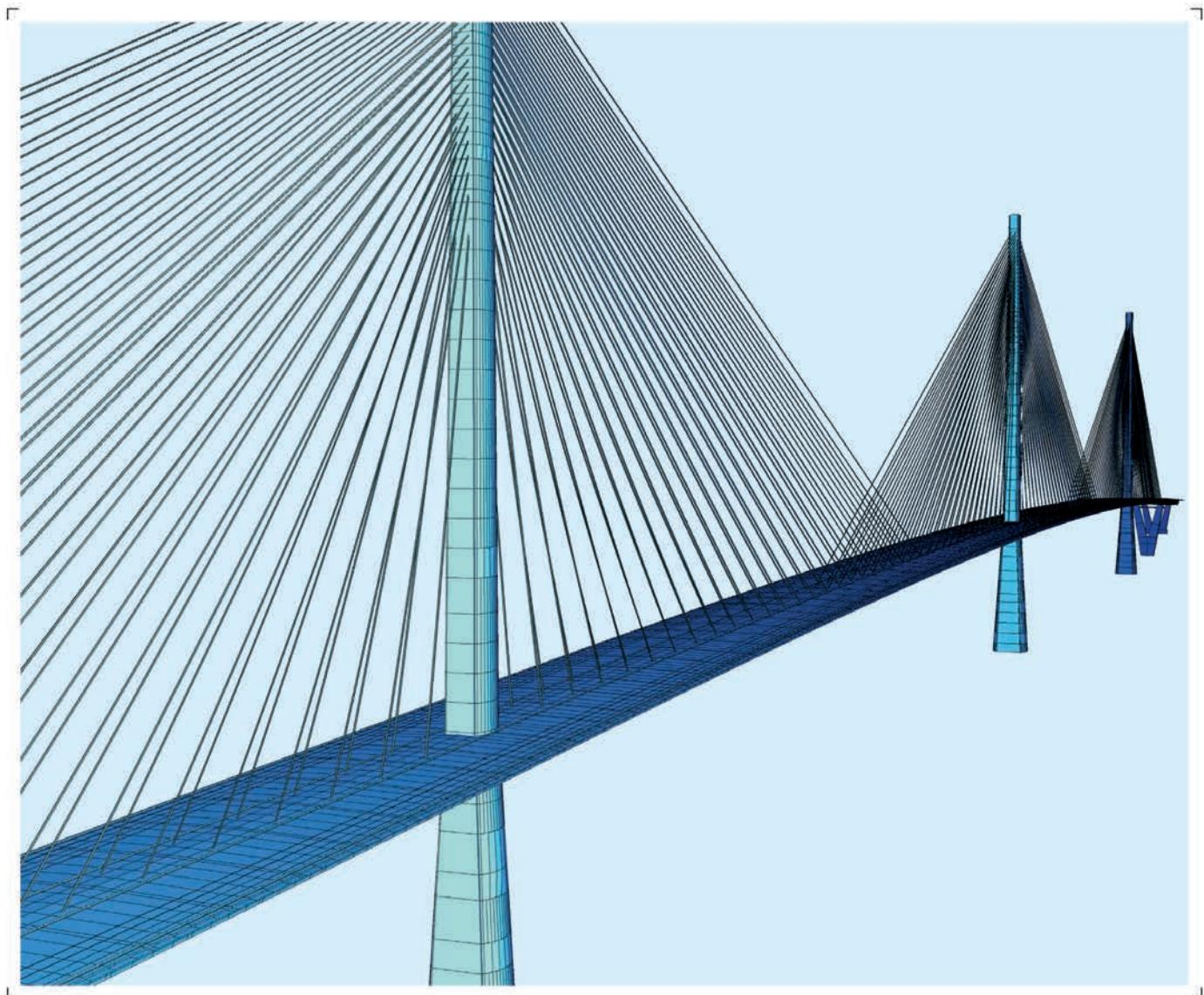
La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición 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.



SOFiSTiK
FINITE ELEMENT SOFTWARE

Puentes



Forth Replacement Crossing

Cliente: Transport Scotland

Contratista: Forth Crossing Bridge Constructors

Diseño: Ramboll · Grontmij · Leonhardt, Andrä und Partner

www.sofistik.es
sofistik@calter.es

 **CALTER**
Ingeniería
www.calter.es



SUMARIO

C O N T E N T S

REALIZACIONES Y PROYEC-

7 | Estructura sobre rasante de la torre Diagonal ZeroZero
Diagonal ZeroZero Tower: structure above ground level
Julio Martínez Calzón, Luca Ceriani y Pietro Bartalotta

33 | El Palacio de Congresos de Orán, un edificio singular en zona de alta sismicidad
The Congress Palace at Oran, a distinctive building in a high seismic risk zone
Miguel Ortega Cornejo, Luis Matute Rubio, Francisco Millanes Mato, C. Mauricio Aguirre Gallego y Pedro Ayuso García

INVESTIGACIONES Y ESTU-

51 | Particularidades en el diseño de torres eólicas
Special features in the design of concrete wind towers
Carlos Ríos Frutos, Juan Carlos Arroyo Portero, Alberto Costaguta Regueira, Víctor Manuel Sierra García y Elia María Pérez García

67 | Auscultación de efectos térmicos en un puente losa de hormigón y comparación con los criterios propuestos por el EC1
Measurement of thermal action in a solid slab concrete bridge deck and comparison to Eurocode 1 formulations
Hugo Corres Peiretti, Javier I. Ezeberry Parrotta, Amets Berecibar Oregui y Alejandro Pérez Caldentey

83 |

Estudio sobre la armadura mínima mecánica en flexión para secciones rectangulares
Minimum bending reinforcement for rectangular sections: a comparative study
Carlos Montaner Dobón

SUMMARIES

99 |

The Congress Palace at Oran, a distinctive building in a high seismic risk zone
Miguel Ortega Cornejo, Luis Matute Rubio, Francisco Millanes Mato, C. Mauricio Aguirre Gallego and Pedro Ayuso García

100 |

Special features in the design of concrete wind towers
Carlos Ríos Frutos, Juan Carlos Arroyo Portero, Alberto Costaguta Regueira, Víctor Manuel Sierra García and Elia María Pérez García

101 |

Measurement of thermal action in a solid slab concrete bridge deck and comparison to Eurocode 1 formulations
Hugo Corres Peiretti, Javier I. Ezeberry Parrotta, Amets Berecibar Oregui and Alejandro Pérez Caldentey

102 |

Minimum bending reinforcement for rectangular sections: a comparative study
Carlos Montaner Dobón

OTRAS INFORMACION

103 |

La ingeniería estructural española ante el desafío de su internacionalización
Jornada Técnica Anual - 20 de junio de 2012

105 |

"In memoriam"
Francisco Javier Jiménez Atienza

106 |

Transformables-2013
Sevilla - 18 al 20 de septiembre de 2013