

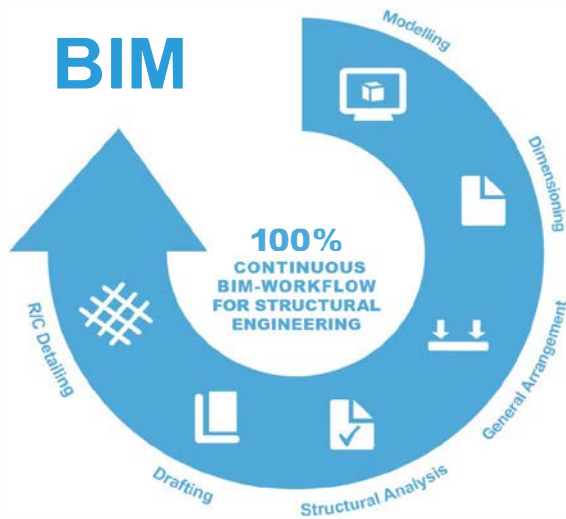
# H A

## HORMIGÓN y ACERO

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

Mayo-Agosto 2017 | volumen 68 - número 282



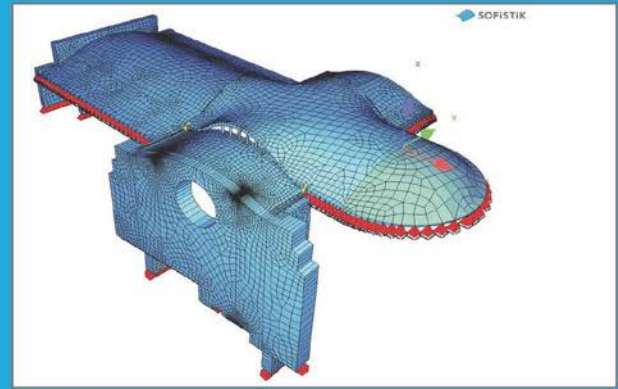


## Workshop en Madrid

Jueves, 19 Octubre 2017

Hotel Intur Palacio San Martín  
metro Callao / Ópera / Sol

Inscripción gratuita  
(incluye desayuno y comida)  
[sofistik@calter.es](mailto:sofistik@calter.es)



### Monasterio San Francisco

en Santo Domingo, República Dominicana

Proyectista estructural: CALTER ingeniería



Foto de portada: Viaducto de Ripollet | Barcelona

# HORMIGÓN y ACERO

Mayo - Agosto 2017 | volumen 68 – número 282

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

## CONSEJO EDITORIAL:

### Director:

Gonzalo Ruiz López (ETSI CAMINOS, C. y P. - UCLM, Ciudad Real)\*

### Subdirector:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)\*

### Secretario:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)\*

### Editor Jefe:

José Manuel Ráez Cano (SCIDOC, Madrid)\*

### Vocales:

Jorge Aparicio García (INGETURARTE, Madrid)

Gonzalo Arias Hofman (INES INGENIEROS, Madrid)

Ángel Arteaga Iriarte (INSTITUTO EDUARDO TORROJA - CSIC, Madrid)

Héctor Bernardo Gutiérrez (DRAGADOS, Madrid)\*

Ángel Castillo Talavera (INSTITUTO EDUARDO TORROJA - CSIC, Madrid)

Héctor Cifuentes Bulté (ETS INGENIERÍA - UNIVERSIDAD DE SEVILLA, Sevilla)\*

Antoni Cladera Bohigas (UNIVERSIDAD DE LAS ISLAS BALEARES, Palma)

David Fernández Montes (ETS INGENIERÍA CIVIL - UPM, Madrid)

Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)

Dorys C. González Cabrera (EPS - UBU, Burgos)\*

Pedro Miguel Sosa (ETSI CAMINOS, C. y P. - UPV, Valencia)

Luis M<sup>o</sup> Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)

Antonia Pacios Álvarez (ETSI INDUSTRIALES - UPM, Madrid)

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GINPROSA INGENIERÍA, Madrid)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

Carlos Villagrà Fernández (INSTITUTO EDUARDO TORROJA - CSIC, 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<sup>o</sup> Carmen Andrade Perdrix (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

José M<sup>o</sup> 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 Lombart 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 (ETS DE ARQUITECTURA, UPM, Madrid)

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

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

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

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

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

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

José M<sup>o</sup> 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](http://www.e-ache.com)

SERVICIOS DE INFORMACIÓN: Los contenidos de la revista Hormigón y Acero, o parte de ellos, aparecen recogidos en las siguientes bases de datos: ICYT - Dialnet - Sumaris - Ubadoc - Catálogo Latindex - ScienceDirect - Pascal



ETSI CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
Avda. Profesor Aranguren, s/n.  
Ciudad Universitaria. 28040 Madrid  
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - [www.e-ache.com](http://www.e-ache.com)

2016 ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (ACHE)

Todos los derechos reservados. El contenido de la presente publicación no puede ser reproducido, ni transmitido por ningún procedimiento electrónico o mecánico, incluyendo fotocopia, grabación magnética, ni registrado por ningún sistema de recuperación de información, en ninguna forma, ni por ningún medio, sin la previa autorización por escrito del titular de los derechos de explotación de la misma.

ELSEVIER España, a los efectos previstos en el artículo 32.1 párrafo segundo del vigente TRLPI, se opone de forma expresa al uso parcial o total de las páginas de HORMIGÓN Y ACERO con el propósito de elaborar resúmenes de prensa con fines comerciales.

Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra sólo puede ser realizada con la autorización de sus titulares, salvo excepción prevista por la ley. Diríjase a CEDRO (Centro Español de Derechos Reprográficos, [www.cedro.org](http://www.cedro.org)) si necesita fotocopiar o escanear algún fragmento de esta obra.

Ni Elsevier ni la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural tendrán responsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, productos, instrucciones o ideas descritos en el presente material. Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni refrendo alguno de la calidad o valor de dicho producto, ni de las afirmaciones realizadas por su fabricante.



Avda. Josep Tarradellas, 20-30, 1.º  
08029 Barcelona (España)

Zurbano, 76, 4.º Izq.  
28010 Madrid (España)

ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)  
[www.elsevierciencia.com/hya](http://www.elsevierciencia.com/hya)

Miembro de la Asociación de Prensa Profesional.

Protección de datos: Elsevier España, S.L.U. declara cumplir lo dispuesto por la Ley orgánica 15/1999, de 13 de diciembre, de Protección de Datos de Carácter Personal.

Suscripciones y atención al cliente

Elsevier España, S.L.U. Travesera de Gracia, 17-21, 08021 Barcelona (España)

Teléfono: 902888740

Correo electrónico: [suscripciones@elsevier.com](mailto:suscripciones@elsevier.com)

Impresa en España

Esta publicación se imprime en papel no ácido.

*This publication is printed in acid-free paper*

Depósito legal: B-8709-2014



Mayo-Agosto 2017 | volumen 68 - número 282

May-August 2017 | volume 68 - number 282

# SUMARIO | CONTENTS

Viaducto de Ripollet, para el carril Bus-Vao, en la autopista C -58 (Barcelona) <i>Ripollet viaduct for the Bus-HOV lane on the C-58 motorway (Barcelona)</i> José Antonio Llombart Jaques. . . . .	81
Aspectos particulares que condicionan la efectividad de los refuerzos de pilares <i>Upgrading reinforced concrete columns. Particular aspects that determine the design and execution</i> David Fernández Montes, Elena Díaz Heredia . . . . .	97
Influencia del tipo de rótula plástica en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado <i>Influence of the type of plastic hinge in the non-linear analysis of reinforced concrete structures</i> Andrés Tomás López López, Antonio Tomás Espín, Gregorio Sánchez Olivares . . . . .	107
Evaluación numérica y experimental de la respuesta dinámica de un faro fabricado mediante polímeros reforzados con fibra (PRF) <i>Numerical and experimental evaluation of the dynamic response of a fibre reinforced polymers (FRP) lighthouse</i> José David Jiménez Vicaria, Pablo Sánchez Sierra, Eva Martínez Barrigüete, Carlo Paulotto . . . . .	121
Red Line South. Metro de Doha (Qatar). Estructuras singulares construidas in-situ de ancho o canto variable <i>Red Line South. Doha Metro (Qatar). Complex cast-in-situ structures</i> Jordi Revoltós Fort, Javier Antón Díaz, Silvia Criado Catalina, Juan Miguel Cereceda Boudet, Manuel Palomo Herrero . . . . .	129
Caracterización del comportamiento en flexión del hormigón reforzado con fibras sometido a impacto <i>Characterisation of the flexural behaviour of fibre reinforced concrete under impact loads</i> Gonzalo Sanz-Díez de Ulzurrun Casals, Carlos Zanuy Sánchez . . . . .	139
Modelo analítico para el análisis de la flexión y la fisuración en secciones de hormigón armado como alternativa al diagrama de pivotes <i>Analytical modeling of flexural failure and cracking process in reinforced concrete as alternative to the so-called "pivot diagram"</i> Jacinto Ruiz Carmona, Gonzalo Ruiz López . . . . .	147
Modelos mecánicos para el diseño de encepados de tres y cuatro pilotes solicitados por cargas centradas y excéntricas <i>Mechanical models for three and four-pile cap design under centric and eccentric loads</i> Lucía Miguel Tórtola, Luis Pallarés Rubio, Pedro Miguel Sosa . . . . .	155
Propuesta de unión viga-pilar mediante pernos conectores: Análisis por método de elementos finitos y ensayos experimentales <i>A proposal of a beam-to-column joint using shear studs: Finite element methods and experiments</i> Antonio Aznar López, José I. Hernando García, Jesús Ortiz Herrera, Jaime Cervera Bravo . . . . .	163
<b>Otras informaciones</b> VII Congreso de ACHE. . . . .	I



## 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:



## 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:



# Viaducto de Ripollet, para el carril Bus-Vao, en la autopista C-58 (Barcelona)

## *Ripollet viaduct for the Bus-HOV lane on the C-58 motorway (Barcelona)*

José Antonio Llombart Jaques

*Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, SENER, Madrid, España*

Recibido el 30 de noviembre de 2016; aceptado el 10 de abril de 2017

Disponible en Internet el 15 de mayo de 2017

### Resumen

El viaducto, recientemente construido para el carril Bus-Vao en la autopista C-58, está constituido por una estructura elevada cuyas pilas se sitúan en el espacio comprendido entre los dos tableros de un viaducto existente.

El tablero del nuevo viaducto está formado por una estructura metálica espacial de tubos, que soporta una plataforma de hormigón, sobre la que discurre la calzada.

El sistema constructivo desarrollado, inédito para este tipo de estructura, ha consistido en el montaje del 100% de pilas y tablero sin contar con el apoyo de elementos de obra sobre los tableros del viaducto existente, que tan solo han sido utilizados ocasionalmente para labores auxiliares de ayuda, control e inspección, de tal forma que en ningún momento se ha precisado cortar el tráfico de vehículos.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

*Palabras clave:* Estructura tubular; Celosía; Rigidizadores; Losas prefabricadas; Lanzador

### Abstract

Recently built for the Bus-HOV lane on the C-58 Motorway, the Viaduct consists of an elevated structure in which the piers are located in the space between the two decks of an existing viaduct.

The new deck consists of a spatial steel tube structure which supports a concrete platform, on which the carriageway runs.

Unknown for this type of structure, the construction system developed consisted in erecting 100% of the piers and deck without the support of the existing viaduct's decks which were only occasionally used for auxiliary aid jobs, control, and inspection, whilst traffic did not have to be cut off at any time.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

*Keywords:* Tubular structure; Latticework; Stiffeners; Pre-fabricated slabs; Launching gantry

## 1. Introducción

La autopista C-58, de acceso a Barcelona desde el Noroeste, acumula una de las densidades de tráfico más elevadas de Cataluña (150.000 vehículos diarios en 2011), que a menudo produce colapsos de circulación. Con el objeto de descongestionar el tráfico en las horas punta se ha proyectado una ampliación

de la autopista en el tramo comprendido entre Ripollet (Barcelona) y la avenida Meridiana de Barcelona, mediante la creación de un carril Bus-Vao (Vehículos de alta ocupación).

La ampliación ha consistido en la disposición de una nueva calzada que alberga dos carriles de 3,50 m de anchura y arce-nes de un metro y medio. El proyecto ha exigido resolver un problema complejo motivado por las dificultades derivadas del espacio existente en que la autopista está encajonada y dis-curre por dos viaductos paralelos, cada uno de tres carriles de circulación.

La solución adoptada ha consistido en la construcción de un nuevo viaducto que constituye una obra singular por su situación,

Véase contenido relacionado en DOI:  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.05.005>  
Correo electrónico: [jallombart@eipsa.net](mailto:jallombart@eipsa.net)





Figura 1. Vista del tablero.

cuyo tablero discurre paralelamente a un nivel por encima de la calzada de los dos viaductos (fig. 1) y con las pilas que surgen en el espacio intermedio de los tableros (fig. 2).

El tablero, que discurre por encima de las calzadas de la autopista existente, se ha diseñado con unas formas que responden a las exigencias estéticas apropiadas para su integración en el entorno y que proporcionan la máxima sensación de transparencia al observador.

La construcción del tablero, que discurre paralelamente por encima de la calzada de los dos viaductos, ha precisado el desarrollo de un especial procedimiento, para el que se ha impuesto una condición consistente en prescindir de la utilización de cualquier tipo de medios de elevación sobre los tableros existentes de la autopista, dada su alta intensidad de tráfico.

En líneas generales, el procedimiento ha consistido en llevar a cabo la construcción de los elementos estructurales del tablero y parte superior de las pilas en tierra firme y proceder al montaje en su posición definitiva mediante sistemas especiales de lanzamiento soportados por la propia estructura, a medida que se ha estado construyendo.



Figura 2. Pila del viaducto Bus-Vao.

## 2. Viaducto Bus-Vao. Características

### 2.1. Dimensiones generales

El viaducto tiene una longitud total de 693 m y está compuesto de 16 vanos, con la siguiente sucesión de luces, medidas entre los ejes de pilas (figs. 3 y 4).

44,10 - 4 \* 34,00 - 45,00 - 2 \* 52,50 - 45,00 - 34,00 - 45,00 - 43,20 - 52,30 - 52,70 - 53,50 - 37,00 m.

La anchura total del tablero es de 11,50 m.

### 2.2. Pilas

Cada pila está constituida por un fuste de hormigón de sección exterior constante, que dispone de un ensanchamiento superior en forma de capitel, apto para proporcionar el apoyo de los tableros (fig. 5). En la coronación existen 4 aparatos de apoyo en total; dos para cada uno de los tableros adyacentes.

La sección del fuste es maciza en la parte inferior, construida in situ y hueca en la zona superior, prefabricada.

Todas las pilas están situadas en el espacio comprendido entre los tableros del viaducto existente, cuya mínima distancia horizontal es de 3,60 m; menor que la dimensión transversal del capitel de la pila (4,44 m), donde están situados los apoyos de los tableros.

Tal circunstancia, añadida a las restricciones asumidas en la utilización del viaducto existente para soportar medios auxiliares de construcción, ha motivado el desarrollo de un procedimiento especial para realizar el montaje de las pilas enteramente desde tierra firme, con independencia de la estructura existente.

### 2.3. Tablero

El tablero del viaducto consta de un total de 16 vanos con sustentación isostática. Cada uno de los vanos está formado por una estructura espacial de tubos, en cuya parte superior se dispone una plataforma de hormigón, constituida por losas prefabricadas unidas entre sí mediante un hormigonado posterior y conectadas estructuralmente a la celosía metálica, quedando constituida una estructura mixta acero-hormigón.

La celosía metálica está formada por dos cordones superiores de sección semitubular, con el objeto de ofrecer en su parte superior una superficie plana para apoyo de las losas de tablero (figs. 6 y 7). El cordón inferior está formado por un solo tubo. Las diagonales principales, también con sección tubular, están dispuestas de acuerdo con un esquema «Warren».

Los nudos principales de la estructura tubular han sido diseñados de forma que no precisan rigidizadores transversales internos, evitando con ello no solamente unas dificultades de ejecución de soldaduras en el interior, sino también la necesidad de realizar empalmes a tope en los tubos principales en ambos lados de cada uno de los nudos. La figura 8 muestra detalles de nudos principales y nudos secundarios del cordón superior, en que se han colocado chapas de conexión.

La construcción en taller de la estructura metálica se ha llevado a cabo siguiendo un riguroso control geométrico para conseguir la correcta formación de los nudos donde concurren



Figura 3. Vista general.



Figura 4. Vista aérea.



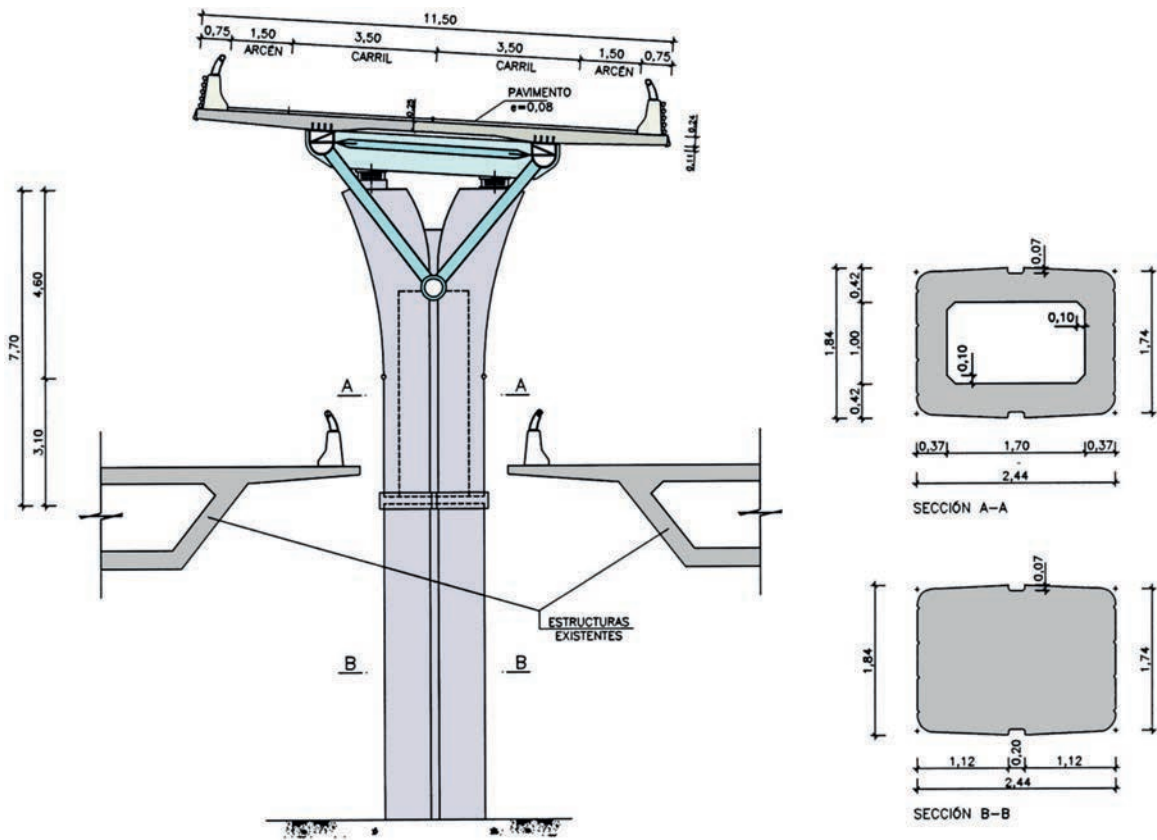


Figura 5. Sección transversal del conjunto formado por el viaducto Bus-Vao y los tableros de los viaductos existentes.

las diagonales principales con los tubos que constituyen el cordón superior e inferior (fig. 9).

Se ha cuidado especialmente la ejecución del corte, trazado con su peculiar forma (fig. 10), y la preparación de bordes en los extremos de los tubos que forman las diagonales, a fin de conseguir el perfecto encaje con la superficie de los tubos de los cordones principales [1], garantizar la uniformidad del espesor de los cordones de soldadura a aplicar y el ajuste del valor «g» del espaciamiento previsto en el proyecto (fig. 11).

El diseño de la celosía se ha realizado de forma que los ejes de tubos que constituyen cada uno de los nudos convergen en un punto de la unión, con lo que al no existir excentricidades en la aplicación de las cargas axiales a transmitir por las barras,

no se producen esfuerzos secundarios de flexión por tal motivo. Teniendo en cuenta esta condición, conjuntamente con la consideración del diámetro de los tubos que forman un nudo, queda determinado para cada caso la dimensión del espaciamiento «g», que constituye un parámetro fundamental del que depende directamente la eficiencia de la capacidad estructural de los nudos para la transmisión de esfuerzos [2-6].

La plataforma superior del tablero está constituida por losas prefabricadas (fig. 12), cuya longitud coincide con el ancho del tablero, que están provistas de unos nichos para su conexión con la estructura metálica. En ambos lados de cada losa existen unos

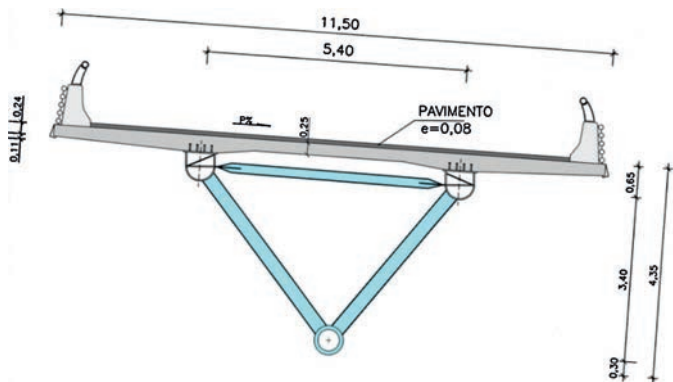


Figura 6. Tablero. Sección transversal.



Figura 7. Celosía metálica. Esquema.



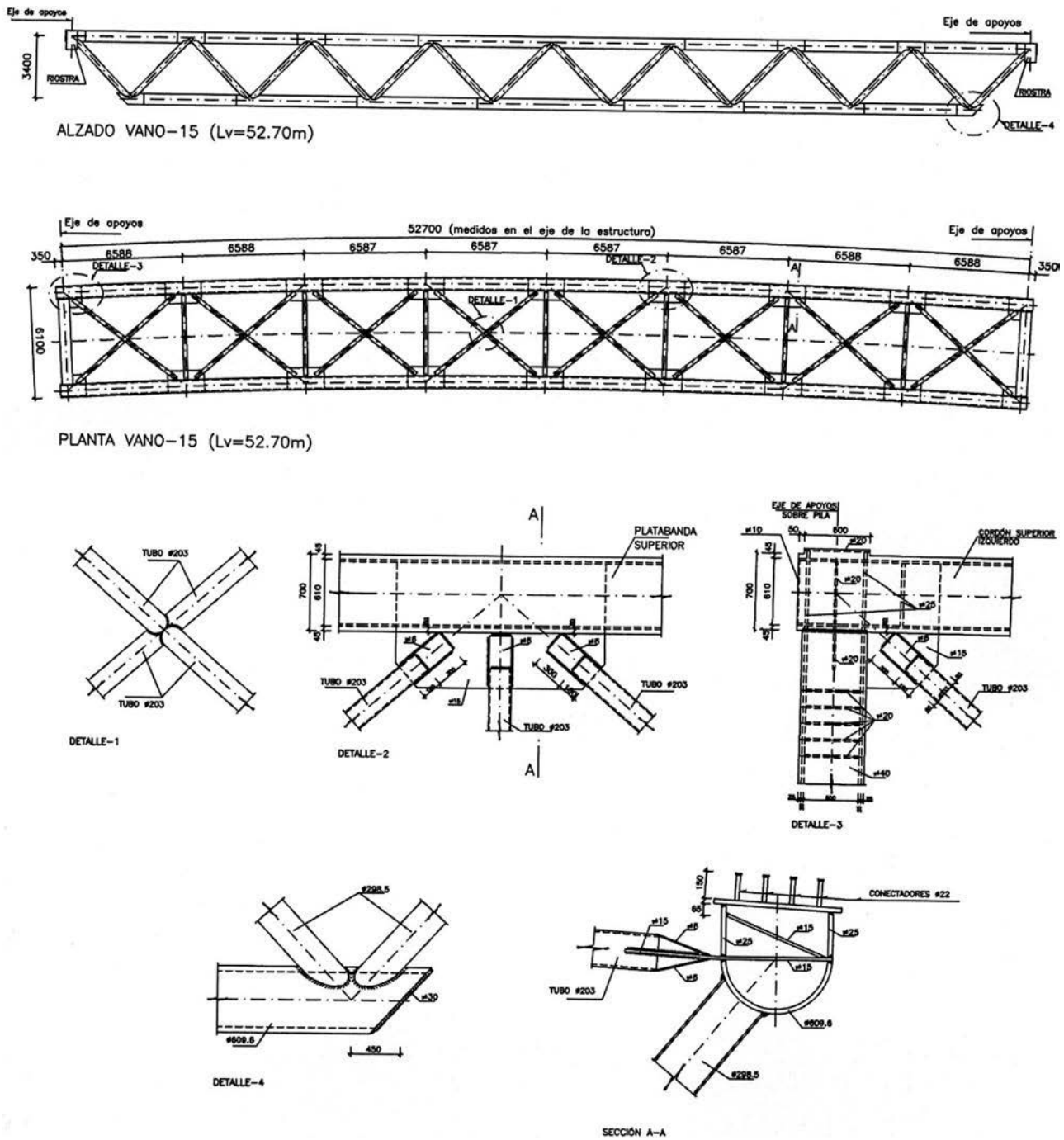


Figura 8. Celosía metálica de un vano de 52,70 m de luz. Alzado, planta y detalles de nudos.

espacios a rellenar posteriormente a la colocación, con mortero especial.

Las armaduras de las losas dispuestas en dirección paralela al eje longitudinal del tablero sobresalen para constituir la unión estructural entre piezas prefabricadas contiguas (fig. 13). Tienen 12 mm de diámetro y adoptan la forma de bucle cerrado con una disposición tal, que la distancia entre los ejes de barras que se solapan es mínima (20 mm), con el objeto de optimizar las condiciones de transmisión de esfuerzos [7].

Se ha establecido la continuidad estructural entre las losas de tableros contiguos y se ha considerado conveniente disponer tres

juntas de dilatación comprendidas entre los extremos finales del tablero del viaducto para poder utilizar únicamente apoyos de neopreno con el espesor adecuado y evitar la colocación de aparatos especiales de apoyo, de mayor costo. La máxima distancia comprendida entre juntas de dilatación es de 180 m y constituye un tramo de tablero con losa continua en el que la magnitud del recorrido horizontal máximo en sus extremos es compatible con la capacidad de distorsión transversal de los apoyos de neopreno.

Cada uno de los tableros se apoya en sus extremos sobre las pilas mediante dos placas de neopreno zunchado de dimensiones 600 \* 400 mm en planta y 196 mm de espesor total. Las



Figura 9. Nudo en uno de los extremos del cordón inferior de una celosía.



Figura 12. Losas prefabricadas de tablero.



Figura 10. Corte y preparación de bordes en extremos de los tubos que constituyen las diagonales de las celosías.

dimensiones de los bloques de neopreno son idénticas en todos los aparatos de apoyo del viaducto.

La adopción de una estructura mixta para constituir el tablero, con la fracción metálica formada por una estructura tubular espa-

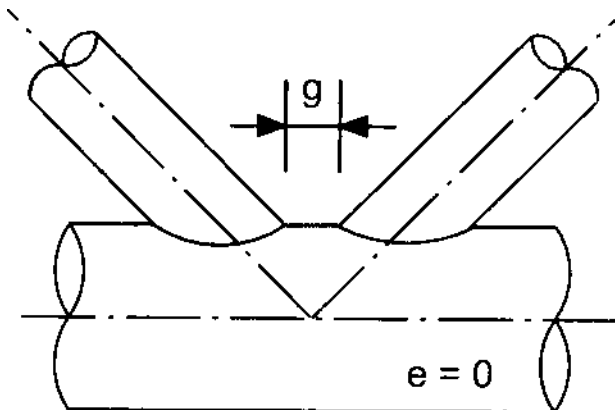


Figura 11. Esquema de nudo con espaciamiento «g» y excentricidad nula ( $e = 0$ ).

cial, ha reportado unas cualidades estéticas que son apropiadas para dar una imagen grata a los usuarios de autopista que circulan por el viaducto, situado a un nivel inferior. La magnitud del canto total del tablero del viaducto Bus-Vao (4,35 m), mucho mayor que el que resultaría adecuado en el caso de tratarse de un tablero formado por vigas de alma llena, no perturba la sensación de ligereza y, sin embargo, constituye una ventaja añadida en el orden estructural, debido a la gran rigidez resultante a flexión y torsión.

Las condiciones de trabajo y el rendimiento de los materiales estructurales que constituyen el tablero han resultado favorables, gracias al esquema dispuesto, y solamente han estado penalizadas por una pérdida parcial de eficiencia en las uniones en los nudos, propia de las características de las estructuras tubulares sin rigidizadores, así como por la incidencia de la fatiga [8], poco significativa para este caso.

La cantidad de acero estructural colocada en obra ha representado 225 kg/m<sup>2</sup> de tablero en los vanos de mayor luz (53,50 m) y 175 kg/m<sup>2</sup> en los vanos de 33,20 m de luz.

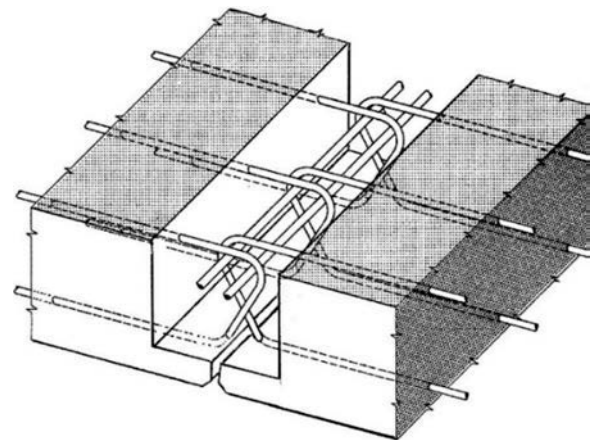


Figura 13. Esquema de unión de losas prefabricadas.





Figura 14. Montaje de la fracción superior de una pila.



Figura 15. Cabeza superior de la fracción de pila construida in situ. Pueden verse barras salientes verticales de 50 mm de diámetro en situación previa a la operación de montaje de la pieza superior prefabricada. En las barras de esquina se han colocado tuercas de compresión y placas de apoyo por debajo de los manguitos de empalme. En el resto de las barras solamente se han colocado manguitos de empalme.



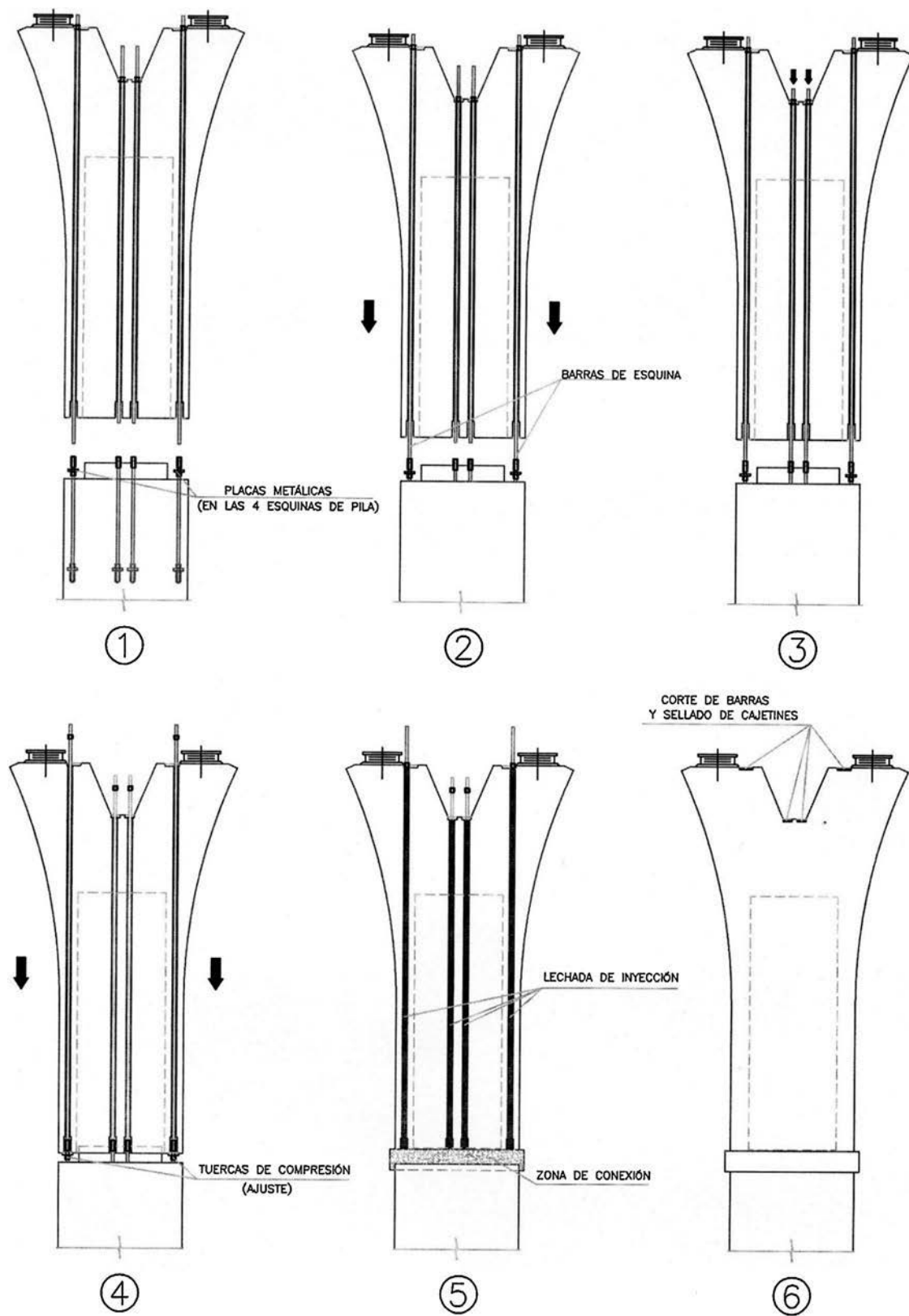


Figura 16. Fases de montaje de la fracción superior de una pila.



Figura 17. Pilas del viaducto, en la situación previa a la construcción del tablero.



Figura 18. Viga de lanzamiento, de 120 m de longitud, con el extremo frontal en voladizo.

### 3. Construcción

#### 3.1. Pilas

La construcción de las pilas se ha efectuado en dos fases: en la primera de ellas, mediante hormigonado in situ con la utilización de encofrado trepante hasta alcanzar una cota situada por debajo del voladizo del tablero existente. La fracción restante de cada pila se ha prefabricado en tierra firme para ser colocada posteriormente mediante una grúa (fig. 14). Dicho procedimiento ha sido desarrollado debido a la imposibilidad de construir las pilas mediante un sistema convencional, que no hubiese sido posible debido a la proximidad física de los dos tableros del actual viaducto.

Para materializar la unión entre las dos partes que constituyen cada pila y posibilitar un montaje rápido, además de la armadura normal propia de la pieza de hormigón, se ha dispuesto un conjunto formado por 14 barras roscadas de 50 mm de diámetro que atraviesan la zona de unión y constituyen la única armadura colocada para resistir los esfuerzos en fase de servicio en la sección intermedia entre la fracción construida in situ y la pieza prefabricada.

Las citadas barras están embebidas en el hormigón de la parte inferior de la pila, construida in situ, y sobresalen por su parte superior (fig. 15).

En la fracción superior de la pila, formada por una pieza prefabricada, las barras están alojadas en el interior de unas vainas que se inyectan una vez situada la pieza prefabricada en su posición definitiva. La unión entre las barras de las dos partes se realiza mediante manguitos de empalme.

En la figura 16 se muestran las fases y detalles del procedimiento seguido en el montaje de la parte superior prefabricada.

Descripción de las fases de montaje de la fracción superior de la pila:

1. Colocación de tuercas de compresión y placas metálicas para apoyo en las 4 barras situadas en las esquinas de la pila, por debajo de los manguitos de conexión.

Colocación de manguitos de conexión, solamente, en el resto de las barras.

Las barras pertenecientes a la pieza prefabricada, alojadas en el interior de vainas, están sujetas en la coronación mediante las correspondientes tuercas de retención. La

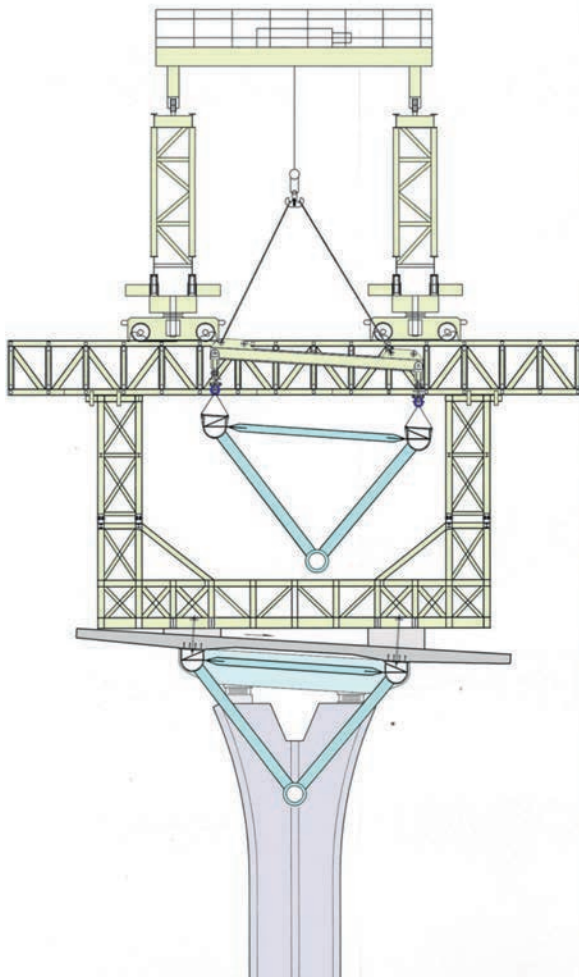


Figura 19. Estructura trasera montada sobre un tablero construido. Esquema en situación de lanzamiento de una celosía y vista real.



longitud saliente, por la parte inferior, es mayor en las 4 barras de esquina que en el resto.

Elevación con grúa de la fracción superior prefabricada de la pila, giro de la pieza según el eje vertical y posicionado sobre la fracción inferior.

2. Descenso controlado de la pieza superior prefabricada y conexión de las 4 barras de esquina, mediante los correspondientes manguitos.
3. Se mantiene la posición de la pieza superior prefabricada suspendida por la grúa.

Descenso de las restantes barras, mediante giro de las tuercas de retención situadas en la parte superior de la pieza prefabricada.

Conexión de las citadas barras mediante los correspondientes manguitos.

4. Descenso lento de la pieza superior prefabricada hasta producir contacto con las placas metálicas de las 4 barras de esquina.

Verificación de la verticalidad y ajuste de contacto con las 4 placas, mediante giro de las tuercas de compresión. Finalizadas las verificaciones, se ajustan las barras mediante apriete de las tuercas de las barras de esquina, situadas en el paramento superior de la pieza prefabricada.

A partir de este momento, el conjunto es estable y se libera el cuelgue de la grúa.

La pieza prefabricada queda apoyada exclusivamente en las placas de las 4 barras de esquina y anclada en la parte superior. No existen problemas de estabilidad en la fracción comprimida de las 4 barras de esquina que soportan el peso de la pieza prefabricada, debido a la pequeña longitud de pandeo existente (35 cm).

Las operaciones de montaje descritas anteriormente se efectuaron de noche, por motivos de seguridad. El tiempo máximo registrado en obra para llevar a cabo el montaje de cada pieza prefabricada fue inferior a una hora y media.

En las fases siguientes, una vez montada la pieza prefabricada, se procedió a completar la conexión estructural, mediante las operaciones descritas a continuación:

5. Colocación del encofrado en la zona de conexión.

Vertido de «grout» y llenado del espacio intermedio entre piezas de conexión.

Una vez fraguado el «grout» colocado, se llenan con lechada de inyección las vainas de la parte superior.

6. Tras el endurecimiento de la lechada de inyección de vainas, se procede con el corte de las barras en la coronación de la pila y sellado de los cajetines existentes al nivel del paramento superior.

Una vez completadas las maniobras descritas, las pilas construidas han quedado preparadas para la ejecución de las siguientes fases de montaje del tablero (fig. 17).

### 3.2. Tablero

#### 3.2.1. Lanzador

El montaje de los elementos estructurales que forman el tablero se ha realizado mediante la utilización de un lanzador convencional concebido inicialmente para el montaje de tableros constituidos por vigas prefabricadas de hormigón, que ha habido que adaptar convenientemente para su empleo en esta obra.

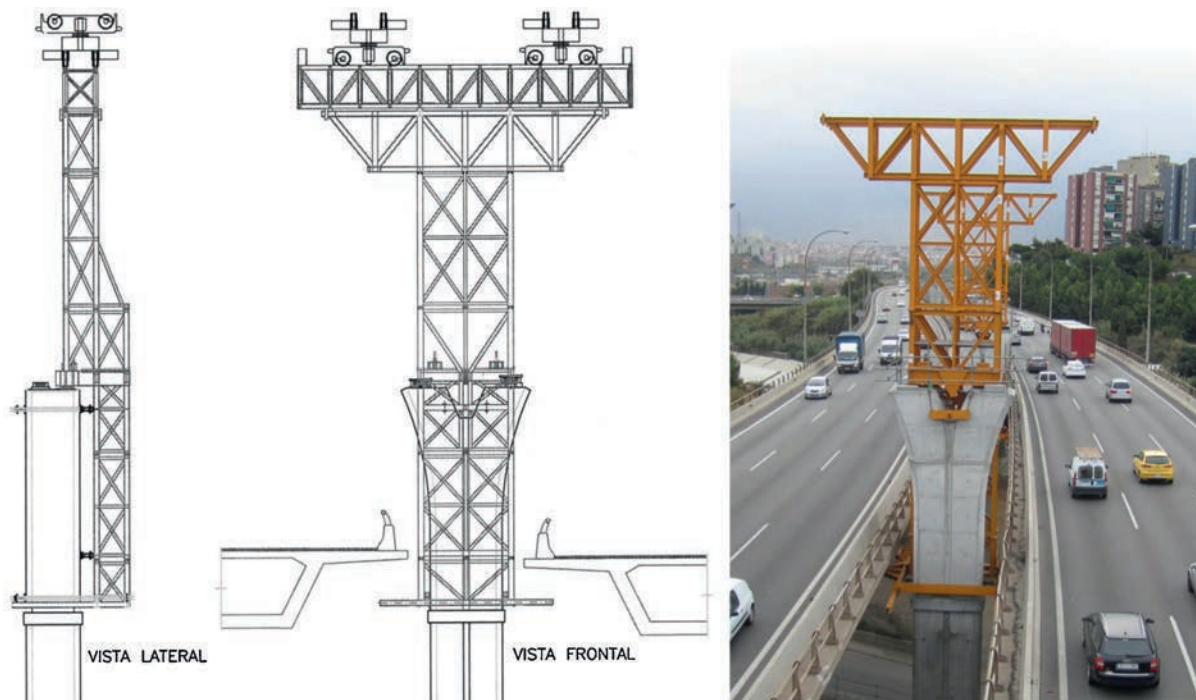


Figura 20. Estructura auxiliar delantera en cabeza de pila. Esquemas y vista frontal real.



Figura 21. Sujeción de la estructura metálica auxiliar a la pila de hormigón.

Una de las modificaciones ha consistido en el refuerzo de la estructura de las vigas de lanzamiento para soportar los esfuerzos debidos al peso propio durante la maniobra de autolanzamiento del vano de mayor luz (53,50 m), con el extremo frontal en voladizo (fig. 18), cuya dimensión es superior a la que se alcanza habitualmente en los tableros formados por vigas prefabricadas de hormigón.

### 3.2.2. Estructuras auxiliares

La viga de lanzamiento está provista de unas piezas metálicas de sección cuadrada, soldadas en su parte inferior, que sirven como de carriles de rodadura al quedar apoyadas sobre las ruedas superiores de unos carretones metálicos provistos de motorización que permiten el desplazamiento en dirección longitudinal. Los carretones se desplazan sobre una viga-carril de celosía orientada en dirección perpendicular para efectuar el ripado transversal del conjunto.



Figura 22. Topes provistos de rótula esférica y husillo de regulación.

Existe una marcada diferencia entre el procedimiento habitual de lanzamiento de las vigas prefabricadas de hormigón y el que se ha empleado para la colocación de las celosías metálicas que forman los tableros del viaducto Bus-Vao. Durante la maniobra de desplazamiento longitudinal, las vigas de hormigón están suspendidas de los puentes grúa y se desplazan a lo largo del espacio intermedio comprendido entre las dos grandes vigas en celosía del lanzador, sin existir interferencia a su paso por encima de las vigas-carril dispuestas para el desplazamiento transversal del conjunto.

Dadas las grandes dimensiones exteriores de la sección transversal de las piezas en celosía (6,00 m de ancho y 4,00 m de canto) y teniendo en cuenta, además, la existencia de curvatura en planta de algunas de ellas, el espacio comprendido entre las dos vigas no es suficiente y, por tanto, no es posible realizar la



Figura 23. Montaje en taller de una celosía de tablero.

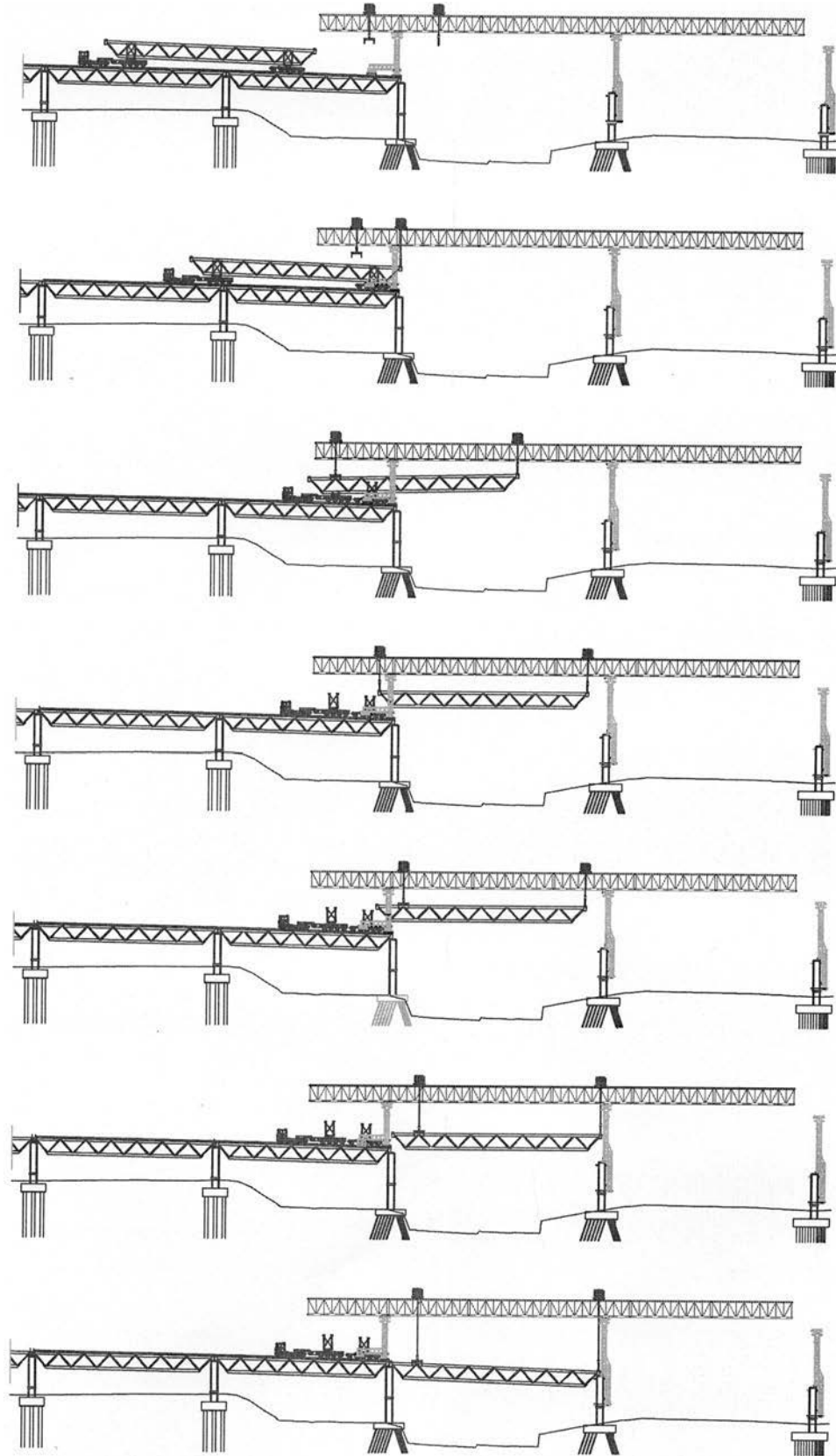


Figura 24. Maniobras de colocación de una celosía de tablero en su posición definitiva.





Figura 25. Colocación de una celosía en su posición definitiva mediante el lanzador.

maniobra de desplazamiento longitudinal en posición similar a la de las vigas prefabricadas de hormigón. La celosía, suspendida de los puentes grúa, necesariamente debe estar situada a un nivel inferior durante la maniobra de desplazamiento longitudinal y pasar por debajo de la viga-carril en la zona en que el tablero ya está construido.

Para proporcionar el apoyo de la viga-carril a la altura adecuada, se ha montado una estructura en forma de pórtico cuyo dintel está formado por la propia viga-carril. (fig. 19). El pórtico está cerrado en su parte inferior mediante una pieza de unión de las jambas, con el objeto de transmitir las cargas verticales a unos puntos intermedios situados sobre los ejes de los perfiles semicirculares que forman el cordón superior de la celosía del tablero construido. De la pieza de unión inferior de las jambas

parten unos brazos horizontales en dirección perpendicular, anclados en su extremo a la losa de tablero, que están destinados a proporcionar la estabilidad al conjunto de la estructura.

Sobre cada una de las pilas de la parte delantera de la zona en que se construye cada tablero, la viga carril está montada sobre una estructura metálica apoyada excéntricamente en un reducido espacio de la cabeza superior, a fin de dejar libre el espacio para el apoyo de la celosía del tablero a colocar (fig. 20).

La estructura auxiliar delantera está rígidamente unida a la pila de hormigón mediante un sistema de sujeción regulable (fig. 21), provisto de barras pretensadas, sin la necesidad de crear huecos para su apoyo, ni agujeros adicionales, cuya existencia hubiese alterado el aspecto y la estética. El contacto entre la estructura metálica y la pila de hormigón se realiza a través de



Figura 26. Montaje de losas prefabricadas con el lanzador.

unos topes provistos de rótula esférica y husillo de regulación (fig. 22).

Para proceder a su montaje, cada una de las estructuras metálicas se ha colocado en posición sobre la pila mediante una grúa. Mediante el accionamiento de los husillos, se ha asegurado el contacto de todos los topes con la pila de hormigón. A continuación se ha efectuado el tesado de barras, con lo que la estructura ha quedado perfectamente solidarizada con la pila sin la existencia de holguras y preparada para proporcionar el apoyo adecuado del lanzador destinado al montaje de los tableros. El tesado de las barras se ha determinado de forma que en ningún momento de las fases de construcción, en que la estructura se encuentra operativa, se produce despegue entre los topes y la superficie de hormigón de la pila.

### 3.2.3. Montaje del tablero

La estructura espacial de tubos correspondiente a cada uno de los tableros se ha construido en su totalidad en un taller en posición invertida (fig. 23).

Tras las operaciones de control geométrico y verificación de soldaduras, se ha efectuado su volteo y se ha transportado a la obra para su colocación en posición definitiva.

En la figura 24 se representan las fases de colocación de una celosía desde su llegada a la zona de construcción. Se indican esquemáticamente las maniobras durante el desplazamiento longitudinal de la celosía a su paso por el apoyo del lanzador en que es necesario el cambio de la posición del cuelgue trasero, debido a que la celosía está situada a un nivel por debajo de la viga-carril, que impide el paso de los elementos de cuelgue cuando se encuentra suspendida.

Todas las operaciones de montaje del tablero se han realizado durante la noche y se ha mantenido en todo momento el tráfico de la autopista, si bien se han habilitado únicamente los carriles exteriores del tablero para el paso de vehículos, quedando el resto disponible para su utilización por el personal y elementos auxiliares de la obra (fig. 25).

Una vez concluidas las maniobras para la colocación de las celosías, el propio lanzador ha montado la plataforma superior del tablero, formada por losas prefabricadas (fig. 26) provistas de unos nichos para su conexión con la estructura metálica.

## 4. Conclusiones

La elección de la configuración especial del viaducto para el carril Bus-Vao de Barcelona ha estado motivada por la necesidad

de ampliación de la autopista C-58, unida a la escasa disponibilidad de espacio. El nuevo viaducto construido no ha precisado ocupación complementaria de la autopista existente.

La obra realizada tiene una característica especial de singularidad por su situación, con las pilas que surgen en el espacio intermedio de los tableros del viaducto existente. Las formas del tablero, constituido por estructura espacial, responden a las exigencias estéticas y a su integración en el entorno. Se ha desarrollado un sistema constructivo innovador, de forma que se ha mantenido el tráfico de vehículos durante el tiempo de ejecución de la obra. Finalmente, cabe señalar que la obra se ha efectuado con gran rapidez, debido a la ventaja de la construcción de la práctica totalidad del tablero en tierra firme y su posterior montaje con elementos especiales.

## 5. Realización

Propiedad: TABASA.

Proyecto y asistencia técnica a la empresa constructora: EIPSA.

Empresa constructora: UTE OHL - COPCISA.

Inauguración: octubre, 2012.

## Bibliografía

- [1] O.W. Blodgett, Connections for Tubular Construction. Section 5-10-1 to 5-10-14, en: Design of Welded Structures, The James F. Lincoln arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, 1996.
- [2] J. Wardenier, Y. Kurobane, J.A. Packer, D. Dutta, N. Yeomans, Guía de Diseño 1, para uniones de perfiles tubulares circulares (CHS) bajo cargas predominantemente estáticas, CIDECT y Verlag TÜV Rheinland, Alemania, 1995.
- [3] EUROCODE 3: Design of Steel Structures DD ENV 993-1-1: 1992- Annex K, Hollow Section Lattice Girder Connections, pp. 316-330.
- [4] NFP 22-250: Assemblages soudés de profils creux circulaires avec découpes d'intersection - Conception et vérification des assemblages. AFNOR, 1978.
- [5] American Institute of Steel Construction (AISC), Steel Tube Institute of North America, American Iron and Steel Institute, Chapter 8. Welded truss connections, en: Hollow Structural Sections. Connections Manual, 1996.
- [6] J.A. Packer, J.E. Henderson, Chapter 5. Multiplanar welded connections, en: Hollow Structural Section Connections and Trusses, Canadian Institute of Steel Construction, 1997.
- [7] Fib (International Federation for Structural Concrete), 7.5.1. Loop connections, en: Structural Connections for Precast Concrete Buildings. Bulletin 43, 2008, pp. 191-197.
- [8] EUROCODE 3: Design of steel structures-Part 1-9: Fatigue. Table 8.7: Lattice girder node joints. 2005 (E).



# RFEM 5

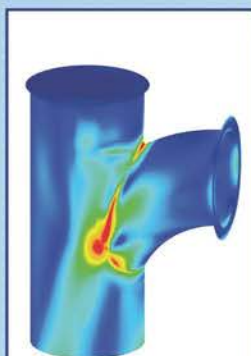
Software de análisis y  
diseño de estructuras

DESCARGA VERSIÓN  
PURAMENTE FUNCIONAL  
90 DÍAS

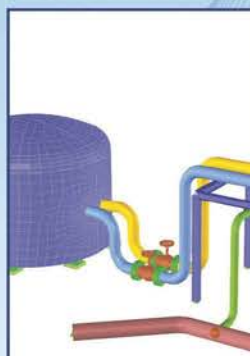
[www.dlubal.com](http://www.dlubal.com)

Kaylitzan Center for  
the Performing Arts  
Kansas City, MI, USA  
© www.nowuststructures.com

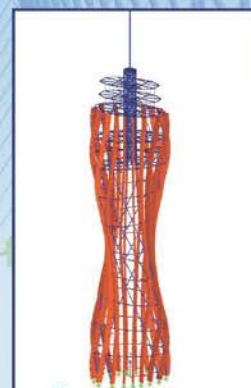
Potente, funcional e intuitivo



Acero  
Aluminio  
Vidrio



Hormigón  
Depósitos  
Tuberías



Madera  
Contralaminado  
Tensoestructuras

HAGONES + KAME, Zivilingenieur - GmbH  
© www.dlubal.com

Solicite su pequeño  
descuento indicando  
"Lector ACHE"

Dlubal Software ES

911 438 160

[info@dlubal.com](mailto:info@dlubal.com)



Dlubal

**H/A**  
HORMIGÓN  
y ACERO



**ACHE** Asociación Científico-Técnica  
del Hormigón Estructural

Hormigón y Acero es una publicación cuatrimestral de gran reputación entre las revistas científico-técnicas de calidad y avalada por una trayectoria de 65 años, en los que se ha constituido en un eficaz medio de difusión de nuevas técnicas, aplicaciones y productos. Se difunde en versión impresa y electrónica.

Está dirigida a ingenieros y arquitectos de empresas constructoras, oficinas de ingeniería, estudios de arquitectura, universidades y organismos públicos relacionados con la construcción de obra civil y edificación. Se distribuye a suscriptores, socios de ACHE (empresas y profesionales) y numerosos órganos de la administración del Estado y las Comunidades Autónomas con competencias en el campo de la edificación y la construcción de obra civil.

## TARIFAS DE PUBLICIDAD 2017 (IVA no incluido)

Interior de portada color	1.000 €
Interior de portada desplegable a color	1.750 €
Interior de contraportada color	950 €
Página color	900 €
Media página color	550 €
Página en blanco y negro	600 €
Media página en blanco y negro	400 €

CONSULTE DESCUENTOS Y CONDICIONES [editorhya@e-ache.com](mailto:editorhya@e-ache.com)



# Aspectos particulares que condicionan la efectividad de los refuerzos de pilares

*Upgrading reinforced concrete columns. Particular aspects that determine the design and execution*

David Fernández Montes<sup>a,\*</sup> y Elena Díaz Heredia<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor de la ETS Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España

<sup>b</sup> Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC (Madrid, España). Profesor de la ETSI Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España

Recibido el 12 de septiembre de 2016; aceptado el 19 de abril de 2017  
Disponible en Internet el 29 de mayo de 2017

## Resumen

Los refuerzos de pilares de hormigón armado más comunes, con hormigón o estructura metálica, han sido el zunchado o el encamisado del pilar existente. En los últimos años, en el caso de zunchado se ha incorporado el empleo de materiales compuestos (FRP) como material de refuerzo. En general, el dimensionamiento de cualquiera de estos refuerzos no es complejo, sin embargo, la resolución de sus detalles condiciona su efectividad. Aspectos aparentemente sencillos, como pueden ser el paso del axil al refuerzo o la continuidad de este, deben ser cuidadosamente evaluados. El presente artículo ilustra con ejemplos concretos algunos detalles de refuerzo que han sido obviados, poniendo en entredicho la validez del mismo. © 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

*Palabras clave:* Refuerzo; Pilares; FRP; Encamisado; Zunchado

## Abstract

The upgrading techniques of reinforced concrete columns conventionally have been jacketing or confinement of the existing column using concrete or steel. In recent years the use of composite materials, or fibre-reinforced plastic (FRP), has been incorporated as an alternative material in upgrading solutions by confinement. Although there is no problem in the dimensioning of any of these solutions, the resolution of details has often influenced its effectiveness. Thus, apparently simple aspects, such as transmission of the axial force to the upgrading system, must be carefully evaluated. Using particular examples, this article illustrates some reinforcements that have been overlooked by calling its validation into question. © 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

*Keywords:* Upgrading; Column; FRP; Jacketing; Confinement

## 1. Introducción

Las actuaciones de mantenimiento, reparación y refuerzo de estructuras son actividades cada vez más relevantes, bien por la degradación de las propias estructuras existentes, bien por la introducción de nuevas solicitaciones en las mismas, o incluso

por reparaciones frente a acciones accidentales que se han producido.

Como indica [1] de manera previa a la definición del refuerzo, el Proyecto debe establecer si el objeto de la actuación es reparar y/o reforzar, para lo cual se debe evaluar la estructura existente [2]. Dicha evaluación, entre otras actuaciones, puede incluir la revisión de toda la documentación disponible, la inspección detallada de la estructura, la caracterización del elemento mediante calas y ensayos del material (destrutivos y/o no destrutivos).

\* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: david.fernandez.montes@upm.es  
(D. Fernández Montes).



Figura 1. El daño en los pilares requiere la sustitución de los mismos (fotos tomadas en Lorca).

Una vez se dispone de los datos necesarios, se han de realizar los análisis y/o las comprobaciones de cálculo necesarias para evaluar las condiciones de seguridad de la estructura [3], y consecuentemente decidir si el refuerzo es necesario o no.

Los autores han tenido acceso a ejemplos de Proyectos de refuerzo de pilares para cada una de las tipologías habituales. Sin embargo, en muchos de ellos se observa que aspectos fundamentales han sido omitidos, y en especial la necesidad del refuerzo y el nivel de capacidad portante a asumir no han quedado suficientemente justificados.

## 2. Aspectos generales del refuerzo de pilares

La evaluación estructural del elemento existente ha de conducir a un diagnóstico que permita establecer la necesidad o no de refuerzo, y en caso de que sea necesario, el siguiente paso debería ser determinar si el fin es mejorar las propias características de la sección que ya existe (confinamiento) o llegar a sustituir la capacidad resistente del elemento, sustitución que puede ser total en casos en los que el soporte haya colapsado (Fig. 1).

En cualquiera de las actuaciones, confinamiento o sustitución de la capacidad (total o parcial), es imprescindible considerar la carga actuante sobre el soporte original, el mecanismo de entrega de las cargas al refuerzo y las condiciones de rigidez de la estructura.

La carga actuante —rara vez se descarga la estructura— ha de ser analizada, así como se ha de tener en cuenta que en los refuerzos por sustitución los incrementos de carga, si no se toman las medidas oportunas, actuarán sobre la sección compuesta con un reparto de cargas (a justificar) que de manera general incrementará la sollicitación en la sección original.

El reparto de cargas entre la sección original y el refuerzo está condicionado por el mecanismo de entrega de las cargas al refuerzo. Como indica [4], la entrada en carga puede ser directa o indirecta; si es directa el refuerzo trabaja en toda la altura como sección compuesta y si es indirecta entra en carga por las tensiones tangenciales que se movilizan en la interfaz

entre hormigones (antiguo y nuevo) a lo largo de la longitud de transferencia.

Garantizar una entrada directa requiere asegurar el contacto entre el contorno del refuerzo y la losa o forjado superior (en el caso de refuerzos con hormigón se produce una discontinuidad a rellenar como consecuencia del asentamiento y retracción del material) y comprobar que el nudo entre el forjado y el pilar es capaz de movilizar la biela de compresión y tirante que se genera.

En el caso de entrada indirecta [5] se ha de contar que en el contorno superior el axil en el refuerzo es nulo (resiste el soporte original). Se requiere una importante cuantía de armadura transversal en la longitud de transferencia y la presión lateral en la superficie de contacto no es uniforme en todo el perímetro si la sección tiene forma cuadrada o rectangular.

Este último aspecto (forma de la sección) es fundamental en la eficacia de cualquier refuerzo de confinamiento.

Con objeto de no tener que justificar el reparto entre el soporte existente y el refuerzo, por tratarse de un mecanismo de transferencia que presenta importantes lagunas y que requiere de un comportamiento dúctil del soporte original y del refuerzo [6], es habitual que se justifique el dimensionamiento del refuerzo para la totalidad de la carga. De acuerdo con lo indicado anteriormente, es esta entrada en carga del refuerzo para la totalidad de las cargas el detalle que en muchos de los casos analizados no ha quedado suficientemente justificado, a pesar de que las actuaciones en los nudos en ocasiones responden a soluciones muy complejas, e incluso innecesarias si el refuerzo responde a un zunchado (Fig. 2).

En actuaciones en las que es imprescindible la transmisión de cargas al refuerzo, no es difícil encontrar ejemplos en los que la entrada en carga del encamisado no es evidente (Fig. 3).

De manera análoga no se puede obviar la posterior entrega de dicho esfuerzo resistido por el refuerzo a la cimentación [7] u otro elemento que lo soporte. Por ello, resulta difícil entender la necesidad de un encamisado cuya transmisión a cimentación es a través del apoyo del refuerzo sobre una solera (Fig. 4).



Figura 2. Ejemplos de actuaciones en nudos para encamisado y zunchado de pilares (fotos tomadas en Lorca).



Figura 3. Zunchado y empresillado parcial sobre tramo de pilar dañado (fotos tomadas en Lorca).

Se han de definir las acciones frente a las cuales se ha previsto reforzar y, aunque los refuerzos frente a cargas verticales son los más habituales, en ocasiones será necesario reforzar frente a acciones horizontales, o mejorar su ductilidad y/o capacidad a flexión. En cualquier caso, se ha de evaluar la afección del refuerzo frente al resto de acciones para las que no se ha definido. Además, la nueva rigidez y ductilidad del soporte reforzado influirá en el resto de elementos de la estructura, incluso en los que no se haya intervenido, en especial con relación al reparto de cargas entre ellos a partir de la ejecución del refuerzo, y en especial frente a sismo.

Se ha de indicar que hay que tener en cuenta qué secciones se han de reforzar. Así los refuerzos para cargas gravitatorias por ser constantes a lo largo del soporte deberían abarcar toda la longitud del pilar, y en los casos de refuerzos a flexión deberían

aplicarse a los dos extremos del pilar. Por ello, y tal y como se indica en [8], refuerzos como el de la figura 5, en los que el refuerzo tan solo se aplica en la cabeza del pilar, no estarían justificados incluso si se hubiera pensado en la formación de una rótula plástica en la citada cabeza del pilar, sin proceder al análisis de su influencia en el comportamiento del resto de elementos estructurales del edificio.

Hay que destacar que con el planteamiento de zunchado ha sido habitual el refuerzo parcial del fuste, si bien este aspecto [8], tal y como se ha indicado anteriormente, no es muy adecuado, e introduce una discontinuidad evidente en la inercia del tramo que puede multiplicar las sollicitaciones sobre el resto del fuste.

De manera adicional a lo anterior, detalles específicos como consecuencia de esfuerzos de sismo, o en relación con las protecciones (durabilidad, fuego, rayos ultravioleta, etc.) que puedan





Figura 4. Apoyo de refuerzo sobre solera (foto tomada en Lorca).

ser necesarias para garantizar la estabilidad del refuerzo, deberán quedar definidas en el Proyecto.

### 3. Mejora de las características de la sección existente. Zunchado

El primer aspecto que destaca del análisis de ejemplos en los que se ha aplicado esta tipología de refuerzo, independientemente del material empleado (hormigón, acero o FRP), es que, por basarse en la mejora de las características resistentes del hormigón del soporte sin recibir ninguna carga, no requiere que el refuerzo tope con los forjados. Es más, con objeto de evitar el contacto y por tanto la posible entrada en carga del refuerzo para los sucesivos incrementos de carga, es recomendable que exista

la holgura suficiente como para que la estructura horizontal se deforme sin topar con el refuerzo.

Lo que sí resulta en este caso imprescindible es que el refuerzo envuelva el perímetro completo de las secciones y se asegure el contacto entre la camisa y la sección resistente del pilar existente. Para ello, en todos los casos se recomienda la retirada de los acabados, sanear el soporte y preparar la superficie de modo que queden a la vista los áridos constitutivos del hormigón sin que la profundidad sea excesiva para evitar la inestabilidad de estos. Tal y como se observa en la figura 6, no siempre se lleva a cabo dicha preparación, y en algún caso incluso ni se retira el revestimiento del soporte.

Es decir, es decisivo que exista pleno contacto (sin holgura) del encamisado con el perímetro de la sección resistente y un buen estado del soporte (sigue siendo el elemento resistente principal), por lo que de manera previa a la ejecución del refuerzo se ha de verificar que dicho perímetro se encuentre sin daños que reduzcan su resistencia residual considerada, así como saneado, limpio y seco.

Sin embargo, no es difícil encontrar ejemplos de actuaciones en los que no se han cuidado estos aspectos (fig. 6).

En el estado del conocimiento actual el planteamiento se adapta muy bien a secciones circulares pero resulta menos eficaz en cuadradas, estableciéndose en toda la bibliografía consultada precauciones (redondeo de aristas que como se observa en la figura 7 no se respeta) y limitaciones en la colaboración del refuerzo en secciones rectangulares, indicándose de manera expresa que no se emplee si los lados de la sección son muy desiguales.

#### 3.1. Zunchado con hormigón

El artículo 40.3.4.de [9] recoge el procedimiento de cálculo de este tipo de refuerzos, de modo que define la resistencia



Figura 5. Actuaciones en cabeza de soportes (fotos tomadas en Lorca).



Figura 6. Pilares sin tratamiento del soporte (refuerzos ejecutados tras el sismo en Lorca).



Figura 7. Pilares sin tratamiento del soporte (refuerzos ejecutados tras el sismo en Lorca).

del hormigón a considerar a partir de la armadura de confinamiento, la cuantía mecánica volumétrica de confinamiento, así como un factor,  $\alpha$ , que tiene en cuenta la separación entre cercos, el tipo de hormigón y la efectividad de la armadura transversal dispuesta. Esta armadura transversal es la «responsable» de la mejora en la resistencia del soporte, por lo que su diámetro (8 mm mínimo), así como las condiciones de anclaje y solape de la misma (estribos cerrados terminados en ganchos de por lo menos  $135^\circ$ , por ejemplo), son determinantes para asegurar el correcto funcionamiento del refuerzo.

La armadura fundamental es la armadura transversal, por lo que la armadura longitudinal será la mínima necesaria para el

montaje y el control de la fisuración. El espesor total del encamisado ha de garantizar unas adecuadas condiciones de durabilidad de estas armaduras, y permitir el hormigonado. Por ello, los espesores habituales son de 7 a 10 cm, aunque se ha llegado a espesores de 5 cm, para lo que se requiere un estudio detallado del hormigón a emplear y su puesta en obra de modo que se garantice la correcta colocación, compactación y curado, evitando la formación de coqueas y garantizando el espesor de recubrimiento de las armaduras.

Si el hormigón del interior del cerco dispuesto quiere considerarse como parte de la sección resistente, el mismo puede tenerse en cuenta si se ha tomado la precaución de que su resistencia sea igual o superior a la del soporte original.



Figura 8. Detalles incorrectos en zunchado de pilares (refuerzos ejecutados tras el sismo en Lorca).

### 3.2. Zunchado con estructura metálica

Este tipo de refuerzos no queda regulado por ninguna normativa y suele considerarse de aplicación lo recogido en la Instrucción EAE [10] y Eurocódigo 3 [11].

Es evidente que para movilizar las tracciones circunferenciales que producen el efecto de zunchado es necesario garantizar la continuidad de la capacidad resistente de las chapas que constituyen las caras del refuerzo, por lo que si dicho refuerzo se configurara mediante la unión de varios perfiles, estos han de soldarse correctamente. Sin embargo, esta condición no siempre se cumple, tal y como se recoge en los ejemplos de la figura 8, en los que no solo no se sueldan correctamente las chapas, sino que incluso se interrumpen en el perímetro.

Además, se han de adoptar las medidas oportunas para no dañar el mortero de relleno entre el zunchado y el soporte (encargado del contacto en el perímetro y por lo tanto garante de la efectividad del confinamiento) si las soldaduras de las uniones entre chapas se llevan a cabo con posterioridad.

En ocasiones se han analizado refuerzos mediante empresillados como solución de zunchado, considerando que el efecto del confinamiento no es continuo a lo largo de toda la longitud del soporte, si bien de acuerdo con [8] se duda de un procedimiento constructivo realista que garantice el correcto funcionamiento de los mismos como zunchado del soporte.

Por último, se ha de indicar que dado que se trata de un elemento metálico no puede obviarse la disposición de un mortero de protección frente a fuego que, en función del espesor necesario, además puede requerir la disposición de una armadura de atado.

### 3.3. Zunchado con FRP

El material que más se está empleando en los últimos años en las soluciones de zunchado de pilares sometidos a compresión centrada o con excentricidades de carga reducida es el FRP.

El empleo de este material no está regulado por ninguna normativa, si bien existen guías de aplicación [12–16] que recogen la posibilidad de emplear estos materiales para incrementar la ductilidad de las secciones o bien incrementar su capacidad resistente mediante confinamiento. Aunque las mismas todavía presentan algunas lagunas, la investigación realizada en los últimos años ha permitido definir modelos de comportamiento del hormigón confinado con FRP.

Si bien la formulación propuesta para evaluar el efecto del confinamiento en las distintas guías [12–16] e investigaciones [17,18] es distinta, todas coinciden en indicar que en estos refuerzos se requiere el contacto continuo entre el FRP y el soporte en todo el perímetro, así como la necesidad de redondear las esquinas con objeto de mejorar la efectividad del refuerzo [19–22]. Aunque establecen un radio de redondeo mínimo de 20 mm, para que la presión de confinamiento sea uniforme y se evite la rotura de las fibras de FRP por concentración de tensiones, no es difícil encontrar ejemplos en los que dicha indicación no se respeta (Fig. 9).

Cabe destacar, y con relación a las lagunas de conocimiento que todavía presenta el empleo de estos materiales como material de refuerzo, que estas mismas guías [12–16] indican que, en los ensayos en rotura, la deformación última de la fibra (que se denomina deformación última efectiva  $\varepsilon_{f,eff}$ ) es mucho menor que la deformación obtenida en ensayos de tracción normalizados del FRP, proponiendo que la deformación última efectiva considerada no supere de manera general el 1% [12–15], o incluso el 0,4% [16], lo que es una condición muy restrictiva en relación con el aprovechamiento del material.

Por último hay que indicar que estos materiales se adhieren con resina epoxy, por lo que una vez colocados se ha de prescindir de su colaboración ante la solicitación accidental de fuego, sin que hasta la fecha se haya documentado algún sistema de protección que permita protegerlo del incremento de temperatura y mantenerlo colaborante.





Figura 9. Refuerzos en los que no se respetan las indicaciones en relación con el tratamiento de la superficie y redondeo de esquinas (refuerzos ejecutados tras el sismo en Lorca).

Además, como las resinas pierden parte de sus características resistentes a partir de valores de temperatura inferiores a  $60^{\circ}\text{C}$ , en el caso de refuerzos que puedan estar sometidos al soleamiento, y dado que en la mayoría de los casos el material es de color negro, se ha de tomar la precaución de evitar que puedan alcanzar dicha temperatura, en algunos casos simplemente revistiéndolos con un acabado de color blanco.

#### 4. Refuerzos por sustitución

En esta tipología de refuerzo, el propio material de refuerzo ha de recibir parte, o incluso la totalidad [1,3], de las cargas que previamente bajaban por la sección original del pilar. Como se ha indicado, el reparto de cargas entre el refuerzo y el soporte existente presenta numerosas incertidumbres [23], por lo que, en diseño, es habitual disponer de los detalles constructivos adecuados para que, en caso de fallo de la estructura, su carga sea totalmente transferida a la estructura de refuerzo [24], aunque dado que no es habitual descargar el 100% de la estructura (al menos el peso propio por ejemplo seguirá estando soportado por el soporte original, salvo colapso de este último), el soporte original seguirá cargado.

Si, como es habitual, no existe conexión mecánica a lo largo del fuste con el «nuevo» pilar, pudiendo incluso no estar en contacto, para que las cargas del pilar a reforzar se transfieran al refuerzo, se requiere de algún mecanismo que entregue las cargas al «nuevo» pilar en su cabeza y le permita a su vez transmitir las en la base, siendo este mecanismo un aspecto determinante. Los mecanismos habituales son:

- Capiteles. Este mecanismo transferiría la carga del forjado superior al «nuevo» pilar (o del refuerzo a la cimentación del mismo), si bien se han de tomar las precauciones necesarias

para evitar la concentración de tensiones en zonas puntuales. Además, si el refuerzo también ha de recibir las cargas del tramo superior, y no solo del forjado, es necesario evaluar la capacidad del nudo, siendo bastante habitual que el mismo no tenga capacidad suficiente para transferir la tracción en la parte inferior del mismo (Fig. 10 [8]).

- Transmisión a través de distintas plantas por el mecanismo de adherencia. Si, para transmitir las cargas al «nuevo» pilar, el nudo no tiene la capacidad resistente necesaria, se han de desviar las fuerzas que bajan por los tramos superiores, lo que siempre es complicado y no siempre posible. Normalmente, es necesario extender el refuerzo a los tramos superiores e inferiores siendo, por ello, obligado atravesar los forjados intermedios de modo que se garantice la continuidad del refuerzo. Este mecanismo de transferencia puede afectar a tan solo la planta inmediatamente superior e inferior, o a más plantas, siendo necesario en todas aquellas en las que se produzca transferencia garantizar el contacto entre el refuerzo y el soporte con objeto de movilizar el esfuerzo rasante requerido.

##### 4.1. Refuerzos por sustitución metálicos

Este tipo de refuerzos no se suelen definir con chapas continuas en toda la longitud del soporte, sino que la tipología más habitual corresponde a angulares o UPN dispuestos en las esquinas del pilar a reforzar unidos entre sí mediante presillas.

Como hemos indicado, lo habitual es que el refuerzo se calcule para la totalidad de la carga, si bien este aspecto conduce a secciones pesadas, pero hacer colaborar al soporte existente con el refuerzo presenta incertidumbres de cálculo (reparto de solicitaciones, balance de rigideces, ...) que desaconsejan tal asunción de comportamiento conjunto [25].

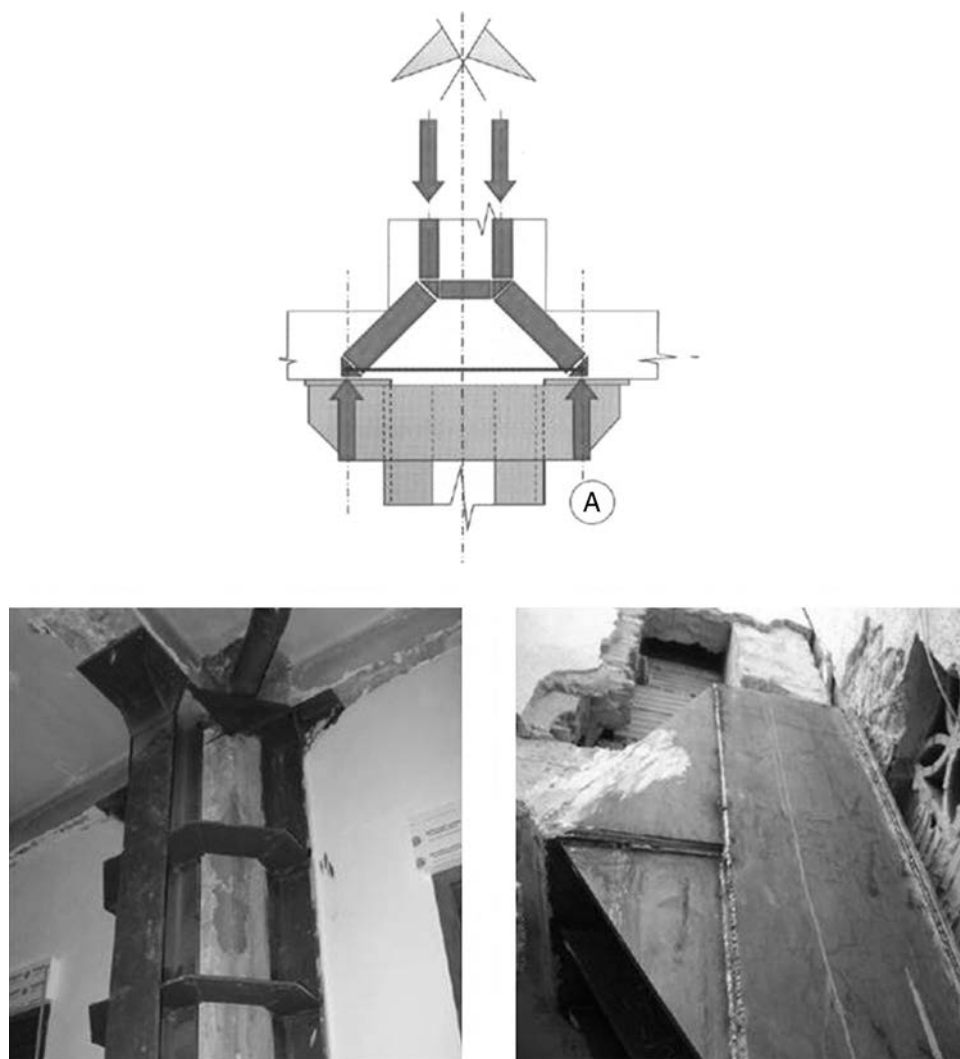


Figura 10. Detalle de refuerzo de capitel [8].

En la mayoría de los casos, para la entrada en carga del «nuevo» pilar, no es suficiente con la disposición de capiteles, sino que es necesario movilizar la transmisión de esfuerzos desde las plantas superiores a través del mecanismo de adherencia entre los distintos tramos de soporte y refuerzo. En estas circunstancias, en todos los tramos a través de distintas plantas se ha de asegurar el contacto, así como se ha de asegurar la transmisión en el nudo, lo cual conlleva ejecuciones complicadas en la mayoría de los casos (Fig. 11).

De manera general, los «nuevos» pilares se montan a partir de piezas que se sueldan en obra siendo necesario verificar la correcta ejecución de las uniones con objeto de garantizar el correcto comportamiento como sección compuesta. Esta ejecución ha de cumplir los mismos requisitos de ejecución en obra que cualquier elemento de estructura metálica, destacando que se ha de evitar el precalentamiento de la soldadura, cuyo posterior enfriamiento podría provocar fisuración que dañase la resina, así como se han de evitar daños en la resina o mortero que pueda haberse dispuesto entre el soporte y el refuerzo y que permita el contacto para la transmisión de esfuerzos antes indicada.

#### 4.2. Encamisado de hormigón

En este tipo de refuerzo se define un pilar de hormigón en torno al existente que sea el encargado de transmitir los esfuerzos como si de un «nuevo» pilar se tratase. Los espesores de recrecido vienen fijados por razones constructivas y difícilmente bajan de 7 a 10 cm y, si bien hay estudios que demuestran que se forma una sección compuesta [23], lo habitual es no contar con el pilar existente [3].

Garantizar la continuidad de las armaduras es más complejo en el caso de refuerzos que requieran la transmisión de tracciones, dadas las dificultades que plantea el solape de las armaduras en estos casos. Por ello, lo habitual es plantear este tipo de refuerzo principalmente frente a esfuerzos axiales, con soluciones que incluyen el paso de las armaduras por los forjados, la ejecución de una zapata en la que cimentar el «nuevo» pilar, así como el tratamiento de la interfaz y la forma de hormigonado, entre otros aspectos.

Inicialmente, para lograr que el recrecido reciba las cargas será necesario, como se ha indicado, disponer capiteles o bien



Figura 11. Ejemplos de transmisión de cargas (refuerzos ejecutados tras el sismo en Lorca).



Figura 12. Continuidad de la armadura (refuerzos ejecutados tras el sismo en Lorca).

actuar sobre las plantas superiores, con la longitud de transferencia necesaria en cada caso, si la transmisión es por tensiones tangenciales.

Las tensiones tangenciales [23] en el contacto se pueden movilizar [10] por distintos mecanismos, con distinta magnitud, según se disponga de armadura cosiendo la junta o no. Si, como es habitual, se evita disponer armadura de cosido, el fallo es frágil y la tensión rasante de agotamiento será función, entre otros aspectos, de la rugosidad del contacto, por lo que será determinante el tratamiento de la superficie de contacto con objeto de reducir las longitudes de transferencia, así como llevar a cabo el tratamiento de dicha interfaz (habitualmente, tratamiento con

chorro de arena o chorro de agua, dejando el árido grueso a la vista) para garantizar la rugosidad considerada [26]. Cabe destacar que, normalmente, la longitud de transferencia es inferior a la altura libre del pilar en los niveles superior e inferior, por lo que suele ser suficiente comprobar que extendiendo el refuerzo en una planta superior e inferior al tramo reforzado las tensiones tangenciales son moderadas.

Si la sección tiene armadura de cosido eficazmente anclada, se incrementa la tensión rasante a movilizar y la ductilidad. Esta armadura puede considerarse en el cálculo siempre y cuando la misma cumpla las limitaciones de cuantía mínima y separación entre armaduras de cosido recogidas en la Instrucción [9].



Para garantizar el contacto entre el refuerzo y el soporte es también necesario estudiar el hormigonado, condicionado por los reducidos espesores habituales antes indicados, así como las condiciones de ejecución y accesibilidad existentes en estas actuaciones de refuerzo.

Será necesario reducir la retracción con objeto de garantizar que se mantiene el contacto del recrecido con el soporte, de modo que, antes del vertido, el estado de humedad de la superficie del soporte debe ser de masa saturada pero con superficie tendiendo a seca y, en cualquier caso, evitando el encharcamiento de la superficie.

En relación con el vertido, hay que destacar que se plantea como alternativa ejecutar dicho recrecido mediante proyectado [8], lo cual ha permitido en distintas realizaciones reducir el espesor del recrecido a valores de 5 cm, siendo necesario en este caso tomar las precauciones necesarias para evitar que se queden zonas sin proyectar, zonas en sombra, por detrás de las armaduras en el espacio existente entre la armadura y el soporte. Indica [8] que el empleo de microhormigón de altas prestaciones elimina alguno de los condicionantes de ejecución citados.

Este «nuevo» pilar tendrá armadura que ha de cumplir los criterios de cuantía mecánica y geométrica mínima así como solaparse y anclarse de manera adecuada, por lo que, con objeto de garantizar la entrada en carga del refuerzo desde plantas superiores, normalmente requerirá ser continua a través de los forjados (Fig. 12).

Tal y como se ha indicado anteriormente, se habrá de cuidar la terminación de dicha camisa al llegar a la cimentación, siendo necesario garantizar la correcta transmisión de cargas a la cimentación [24].

## 5. Conclusiones

La resolución de detalles en los refuerzos de pilares de hormigón armado condiciona su efectividad. Si bien la mayoría de las distintas normas y guías de aplicación recogen las comprobaciones a realizar y detalles a cumplir, hemos encontrado ejemplos de refuerzos cuya justificación no parece encuadrarse dentro de las especificaciones antes indicadas. En este sentido, son numerosas las actuaciones en las que la ejecución no ha respetado los detalles específicos que se requieren para la correcta entrada en carga del refuerzo.

En nuestra opinión, es necesario que todo refuerzo parta del análisis de la estructura existente, de modo que, evaluado este y establecidas las acciones de cálculo, se proyecte el mismo de acuerdo con la normativa actual y se ejecute con un control riguroso que permita verificar el cumplimiento de todos los detalles que una actuación tan singular como un refuerzo requieren. Solo la aplicación de esta metodología permitirá que dichos refuerzos se encuentren justificados y sean efectivos.

## Agradecimientos

Los autores desean expresar su gratitud a INTEMAC y a la ETS Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Madrid por el acceso a la bibliografía y documentación gráfica facilitada.

## Bibliografía

- [1] Grupo de Trabajo 5/12 de ACHE, Refuerzo de pilares de hormigón armado, Monografía M-29 ACHE, 2016.
- [2] F. Gómez-Martínez, A. Pérez-García, F. de Luca, G.M. Verderame, Comportamiento de los edificios de HA con tabiquería durante el sismo de Lorca de 2011: aplicación del método FAST, Informes de la Construcción 67 (2015) e065, <http://dx.doi.org/10.3989/ic.12.110>.
- [3] D. Domínguez, F. López-Almansa, A.F. Benavent-Climent, Comportamiento, para el terremoto de Lorca de 11-05-2011, de edificios de vigas planas proyectados sin tener en cuenta la acción sísmica, Informes de la Construcción 66 (2014) 533.
- [4] A. Espeche, J. León, H. Corres, H., Refuerzo de pilares con encamisado de hormigón. Un enfoque distinto, Grupo Hormigón Estructural, ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2016.
- [5] F. Regalado, Los Pilares: Criterios para su Proyecto, Cálculo y Reparación, Biblioteca Técnica, 2001.
- [6] J.L. Ramírez, J.M. Bárcena, J.L. Urreta, J.A. Sánchez, Efficiency of short steel jackets for strengthening square section columns, Constr. Build. Mater. 11 (1997) 345–352.
- [7] M. Martín, L. Peset, P. Chico, Mejora y ampliación de la estación de Sants, Hormigón y Acero 62 (2011) 259.
- [8] R. Álvarez, E. Díaz-Pavón, R. Rodríguez, El Terremoto de Lorca. Efectos en los Edificios, Consorcio de Compensación de Seguros, España, 2013.
- [9] EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural, Ministerio de Fomento, Gobierno de España, 2008.
- [10] EAE Instrucción de Acero Estructural, Ministerio de Fomento, Gobierno de España, 2011.
- [11] UNE-EN 1993-1-1:2013. Eurocódigo 3: Proyecto de Estructuras de Acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios, AENOR, 1, 2013.
- [12] Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, ACI 440R.2R-08, 2008.
- [13] FRP Reinforcement in RC structures, Fib Bulletin 14, 2007.
- [14] Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs with emphasis on seismic applications, Fib Bulletin 35, 2006.
- [15] TR55. Design guidance for strengthening concrete structures using fiber composite materials: Acceptance, inspection and monitoring, Technical report n° 55 of the Concrete Society, UK, 2003.
- [16] CNR-DT 200 R1, Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2013.
- [17] L. Lam, J.G. Teng, Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete, Constr. Build. Mater. 17 (2003) 471–489.
- [18] L. Lam, J.G. Teng, Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete in rectangular columns, J. Reinf. Plast. Compos. 22 (2003) 1149–1186.
- [19] A. De Diego, A. Arteaga, J. Fernández, R. Perera, D. Cisneros, Behaviour of FRP confined concrete in square columns, Mater. Construcc. 65 (2015), <http://dx.doi.org/10.3989/mc.2015.05414>.
- [20] R. Perera, A. Recuero, A. de Diego, C. López, Confinamiento de pilares cuadrados de hormigón armado con encamisado prefabricado de material compuesto, Hormigón y Acero 235 (2005) 43–52.
- [21] G. Karam, M. Tabbara, Corner effects in CFRP-wrapped square columns, Mag. Concrete. Res. 56 (2004) 461–464.
- [22] T. Vincent, T. Ozbakkaloglu, Influence of fiber orientation and specimen end condition on axial compressive behavior of FRP-confined concrete, Constr. Build. Mater. 47 (2013) 814–826.
- [23] B. Navarrete, Transferencia de carga en pilares de hormigón con encamisados del mismo material. Un estudio experimental, Cuadernos INTEMAC (50) (2003) 1–43.
- [24] Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings, Boletín n° 24, CEB FIP, 2003.
- [25] Refuerzo de estructuras de Hormigón en masa, armado y pretensado, Curso INTEMAC, 2007.
- [26] J. Calavera, Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado, 2.ª ed., INTEMAC, 2005.

# Influencia del tipo de rótula plástica en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado

## *Influence of the type of plastic hinge in the non-linear analysis of reinforced concrete structures*

Andrés Tomás López López<sup>a</sup>, Antonio Tomás Espín<sup>a,\*</sup> y Gregorio Sánchez Olivares<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena (UPCT), Cartagena, Murcia, España

<sup>b</sup> Doctor Ingeniero Industrial, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena (UPCT), Cartagena, Murcia, España

Recibido el 17 de febrero de 2017; aceptado el 11 de abril de 2017

Disponible en Internet el 5 de julio de 2017

### Resumen

La obtención de resultados precisos en un análisis estático no lineal requiere una adecuada modelización de las rótulas plásticas generadas en la estructura, para lo que conviene emplear expresiones empíricas capaces de modelizar la relación fuerza-deformación de la rótula. El objetivo principal de esta contribución es estudiar la influencia de diferentes modelos de rótula plástica en el comportamiento no lineal de estructuras apuntadas de hormigón armado. Se realizan análisis no lineales considerando diversos modelos de rótula, como el incluido en el código FEMA-356 y dos modelos desarrollados a partir de expresiones empíricas calibradas con diferentes bases de ensayos experimentales. Los resultados obtenidos muestran que el modelo propuesto por los autores refleja con mayor precisión el comportamiento de edificios convencionales de hormigón armado situados en zonas sísmicas. Además, el modelo puede emplearse para contrastar los resultados ofrecidos por otros modelos incluidos en la diversa normativa de diseño sísmico de edificación.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

*Palabras clave:* Hormigón armado; Comportamiento plastificación/rotura; Rótula plástica; Análisis no lineal

### Abstract

An adequate modelling of the plastic hinges generated during the pushover analysis is crucial in order to obtain accurate results. Thus, empirical expressions must be used appropriately in order to model the generalised force-deformation relationship of plastic hinges. The main aim of this article is to study the influence of different plastic hinge models on the non-linear structural behaviour of reinforced concrete structures. To that end, several non-linear analyses have been performed using the following plastic hinge models: the model included in the code FEMA-356 and two additional models developed by some researchers by using empirical expressions calibrated with different experimental data. The results obtained show that plastic hinges modelled with empirical expressions can be used to more precisely model the behaviour of structural elements in ordinary buildings located in seismic areas, and to compare with the results offered by the models included in seismic building design codes.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

*Keywords:* Reinforced concrete; Yield/ultimate behaviour; Plastic hinge; Non-linear analysis

## 1. Introducción

La predicción y simulación del comportamiento sísmico de estructuras empleando modelos numéricos es un campo de interés creciente en los últimos años, debido a la importancia de

\* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: antonio.tomas@upct.es (A. Tomás Espín).

conocer de forma precisa los efectos y las consecuencias provocadas por la acción sísmica sobre las estructuras.

El análisis sísmico se puede realizar siguiendo diferentes procedimientos en función del nivel de precisión que se quiera alcanzar en los resultados. El análisis estático no lineal mediante empuje incremental o *pushover* es uno de los métodos más frecuentemente empleado en ingeniería estructural, debido a su relativa simplicidad y a las prescripciones incluidas en las principales normas de diseño sísmico de edificación para su implementación. Este tipo de análisis ofrece información relevante desde el punto de vista sísmico, como es el caso de la resistencia y capacidad de deformación de la estructura. El análisis *pushover* puede implementarse siguiendo diferentes estrategias, como el *pushover* modal [1], el *pushover* consecutivo modal [2], el *upper bound pushover* [3], el *mass proportional pushover* [4] y el *pushover* adaptativo [5]. Sin embargo, la mayor precisión de estos métodos se consigue renunciando a la característica más atractiva del análisis *pushover* convencional, esto es, su simplicidad [6,7], motivo por el cual ha sido este último el tipo de análisis empleado en esta contribución.

Se necesita conocer el comportamiento seccional de los elementos estructurales en los estados de plastificación y de rotura para poder definir adecuadamente las propiedades de las rótulas plásticas generadas durante el análisis no lineal, en particular el momento de plastificación  $M_y$ , el giro de plastificación  $\theta_y$  y el giro último  $\theta_u$  de la sección.

Es recomendable utilizar expresiones empíricas que reproduzcan los estados de plastificación y de rotura de la sección del elemento estructural en el análisis sísmico [8–10]. Debido a su relativa simplicidad y a que están calibradas con ensayos experimentales, estas expresiones son suficientemente precisas y eficientes desde un punto de vista computacional.

El objetivo principal de esta contribución es evaluar la influencia del tipo de rótula plástica considerado en el comportamiento no lineal de estructuras. Para ello se realizan varios análisis *pushover* sobre dos ejemplos de estructuras de hormigón armado, considerando los siguientes tipos de rótulas plásticas:

Rótulas plásticas modelizadas según el código de la FEMA-356 [11], incluidas por defecto en el software SAP2000® [12].

Rótulas plásticas definidas mediante las expresiones empíricas disponibles en [9,10].

Rótulas plásticas modelizadas con las expresiones desarrolladas por los autores de este trabajo en investigaciones previas [13,14].

Para definir las propiedades de las rótulas plásticas consideradas se obtienen las relaciones momento-giro de la sección con los métodos anteriormente citados. Con objeto de considerar la influencia del esfuerzo axil  $N$  en el valor del momento de plastificación  $M_y$ , se definen ciertas curvas  $N-M_y$  para los pilares de las estructuras.

En el análisis *pushover* es conveniente estudiar los denominados puntos de plastificación global y de colapso de la estructura, que proporcionan información acerca de la ductilidad, obteniendo para dichos puntos los correspondientes parámetros de desplazamiento de control  $\delta$ , cortante basal  $F_b$  y aceleración

espectral  $S_a$ , así como las curvas de capacidad  $F_b - \delta$  de la estructura.

Finalmente, se ha implementado el método N2 [15] propuesto en el EC-8 para las dos estructuras consideradas, escogiendo ciertos valores de la aceleración del suelo  $a_g$  para estudiar la influencia de este parámetro en las diferencias obtenidas con los distintos tipos de rótulas plásticas.

## 2. Modelos de rótula plástica y metodología de análisis

### 2.1. Ecuaciones de comportamiento seccional

Existen diversas expresiones capaces de reproducir el comportamiento de plastificación y de rotura de secciones de hormigón armado a partir de su geometría, de su configuración de armaduras y de las propiedades mecánicas de los materiales. Panagiotakos y Fardis [8] propusieron expresiones para obtener el momento de plastificación  $M_y$ , el giro de plastificación  $\theta_y$  el giro de rotura  $\theta_u$ , las cuales se calibraron con una base de datos de más de 1.000 ensayos experimentales realizados sobre vigas, pilares y muros de cortante. Posteriormente, Biskinis y Fardis [9,10] modificaron estas expresiones calibrándolas con una base de datos que incluía elementos rehabilitados, resultando las ecuaciones 1 a 3. Mencionar que también el EC-8 [16] incluye algunas ecuaciones que proporcionan el giro de plastificación y de rotura de la sección.

$$\frac{M_y}{bd^3} = \phi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( \frac{1 + \delta'}{2} \frac{\xi_y}{3} \right) + \frac{E_s(1 - \delta')}{2} [(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta')] \right\} \quad (1)$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014(1 + 1,5 \frac{h}{L_s}) + a_{sl} \frac{\phi_y \phi_L f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (2)$$

$$\theta_u = a_{sl} (1 - 0,43a_{cy}) (1 + \frac{a_{sl}}{2}) (1 - 0,42a_{w,r}) \cdot (1 - \frac{2}{7}a_{w,nr})(0,3^v) \left[ \frac{\max(0, 01; \omega_2)}{\max(0, 01; \omega_1)} f_c \right]^{0,225} \cdot \left[ \min(9, \frac{L_s}{h}) \right]^{0,35} 25^{[(\rho_h f_{yh})/f_c]} 1, 25^{100\rho_d} \quad (3)$$

Los autores de esta contribución han propuesto otras expresiones para obtener  $M_y$ ,  $\theta_y$  y  $\theta_u$  [13,14], para lo cual calibraron las expresiones de Biskinis y Fardis [9,10] utilizando un conjunto de ensayos seleccionados de la base de más de 1.000 ensayos incluida en [8], selección compuesta por vigas y pilares de hormigón armado con sección rectangular que cumplan con las prescripciones constructivas y sísmicas incluidas en las principales normas de diseño de edificación, concretamente en EC-2 [17], EC-8 [18] y ACI-318 [19].

Dado que las variables de los elementos estructurales incluidos en la base de datos original [8] presentan un amplio rango de valores, se escogieron 5 grupos de parámetros para cumplir las especificaciones impuestas en las normas de edificación consideradas: las dimensiones de la sección transversal, las propiedades



mecánicas de los materiales, el diámetro de las armaduras, el área de las armaduras y el espaciamiento de la armadura de cortante. Algunos de estos parámetros (dimensiones de la sección transversal, área de las armaduras y espaciamiento de la armadura de cortante) están directamente relacionados con el nivel de ductilidad considerado, por lo que se escogió el rango de variación más amplio posible de forma que se satisfagan los requerimientos sísmicos de los códigos y se consideren solo elementos reales (diseñados y construidos bajo un determinado código sísmico).

Se propusieron nuevos coeficientes ( $C_1$  a  $C_{15}$ ) para calibrar las expresiones de Biskinis y Fardis [9,10] con los resultados experimentales de la selección de ensayos. Estos coeficientes  $C_i$  se propusieron tras realizar un análisis de sensibilidad de los diferentes términos de las expresiones propuestas en [9,10], no alterando los coeficientes con base teórica sino modificando solo los coeficientes empíricos. Las expresiones modificadas mediante los nuevos coeficientes vienen dadas por las ecuaciones (4) a (6):

$$\frac{M_y}{bd^3} = \phi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} (C_1 \frac{1 + \delta'}{2} \quad C_2 \frac{\xi_y}{3}) + \frac{E_s(1 - \delta')}{2} \cdot [C_3(1 - \xi_y)\rho + C_4(\xi_y - \delta')\rho' + C_5 \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta')] \right\} \quad (4)$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{C_6 L_s + C_7 a_v z}{3} + C_8(1 + C_9 \frac{h}{L_s}) + C_{10} a_{sl} \frac{\phi_y \phi_L f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (5)$$

$$\theta_u = a_{st}(1 - C_{11} a_{cy})(1 + \frac{a_{sl}}{2})(1 - 0,42 a_{w,r}) \cdot (1 - \frac{2}{7} a_{w,nr})(C_{12}^v) [\frac{\max(0, 01; \omega_2)}{\max(0, 01; \omega_1)} f_c]^{C_{13}} [\min(9, \frac{L_s}{h})]^{C_{14}} 25^{[(a_{\rho h} f_{yh})/f_c]} C_{15}^{100 \rho_d} \quad (6)$$

Para conseguir la mejor calibración posible de las expresiones con la selección de ensayos se implementó un procedimiento de optimización basado en algoritmos genéticos (GA), siendo las variables del problema de optimización los coeficientes  $C_1$  a  $C_{15}$ . La función objetivo que se utilizó fue el coeficiente de variación  $C_v$  de una variable  $x$ , definida como el cociente entre el valor experimental  $x_{exp}$  y el valor predicho  $x_{pred}$  (obtenido mediante las expresiones afectadas por los coeficientes  $C_1$  a  $C_{15}$ ) para cada ensayo de la selección. Se obtuvieron diversos parámetros estadísticos de la variable  $x = x_{exp}/x_{pred}$ , como el coeficiente de variación  $C_v$ , la media muestral  $\bar{x}$ , la desviación típica muestral  $s$  y el coeficiente de correlación lineal muestral  $r$  entre los valores experimentales y predichos.

Además, se empleó el sumatorio  $S_d$  de los valores absolutos de las diferencias entre los valores experimentales y predichos para proporcionar una estimación de la calidad de los resultados (a menor valor del sumatorio, más precisa es la calibración):

$$S_d = \sum_{i=1}^m |x_{i,exp} - x_{i,pred}| \quad (7)$$

Tabla 1

Rangos de mejoras conseguidos con las expresiones propuestas [13] respecto a otras expresiones (en %)

	$s$	$C_v$	$r$	$S_d$
Panagiotakos y Fardis [8]	24-28	14-16	1-62	13-36
EC-8 [16]	18-19	10	25-29	16-20
Biskinis y Fardis [9,10]	14-28	3-16	1-16	9-19

Las expresiones obtenidas tras la aplicación del procedimiento basado en GA vienen dadas por las ecuaciones (8) a (10).

$$\frac{M_y}{bd^3} = \phi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} (1,40 \frac{1 + \delta'}{2} \quad 1,90 \frac{\xi_y}{3}) + \frac{E_s(1 - \delta')}{2} [1,50(1 - \xi_y)\rho + 0,10(\xi_y - \delta')\rho' + 0,10 \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta')] \right\} \quad (8)$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{1,594 L_s + 2,552 a_v z}{3} + 0,0031(1 - 1,741 \frac{h}{L_s}) + 1,270 a_{sl} \frac{\phi_y \phi_L f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (9)$$

$$\theta_u = a_{st}(1 - 0,167 a_{cy})(1 + \frac{a_{sl}}{2})(1 - 0,42 a_{w,r}) \cdot (1 - \frac{2}{7} a_{w,nr})(0,237^v) [\frac{\max(0, 01; \omega_2)}{\max(0, 01; \omega_1)} f_c]^{0,093} [\min(9, \frac{L_s}{h})]^{0,537} 25^{[(a_{\rho h} f_{yh})/f_c]} 1,004^{100 \rho_d} \quad (10)$$

Conviene destacar que los efectos del esfuerzo cortante influyen en el valor obtenido para  $\theta_y$ . Dichos efectos se consideran mediante el parámetro  $a_v$  en la ecuación (9). Así,  $a_v$  adopta el valor 1 si la plastificación por flexión se produce tras la fisuración diagonal de la sección, y 0 en caso contrario. Además, el segundo término de la ecuación (9) se corresponde con la deformación por esfuerzo cortante a lo largo del vano de cortante  $L_s$ .

La tabla 1 muestra un resumen de los rangos de mejoras conseguidas en ciertos parámetros estadísticos al aplicar las expresiones propuestas por los autores [13] respecto a otras expresiones, pues se reduce la dispersión (menores valores de  $s$ ,  $C_v$  y  $S_d$ ) y mejora la correlación lineal entre los valores experimentales y predichos, obteniéndose valores más altos del coeficiente de correlación lineal  $r$ .

La principal aportación de estas expresiones no es tanto la mejora conseguida respecto a otras ecuaciones previamente propuestas sino que, al estar calibradas con la selección de ensayos, son aplicables a elementos estructurales de edificios habituales de hormigón armado situados en zonas sísmicas. Para más información acerca de las ecuaciones (8) a (10) se pueden consultar las referencias [13,14].

2.2. Análisis pushover. Consideraciones específicas.

En este trabajo se han realizado varios análisis *pushover* de tipo convencional, considerando un patrón invariante de cargas laterales. De acuerdo con EC-8, se consideran 2 distribuciones verticales de carga lateral: a) un patrón uniforme, basado en fuerzas laterales proporcionales a la masa sin considerar su altura; y b) un patrón modal, proporcional a los desplazamientos de las masas en el modo fundamental de vibración. Las dos distribuciones verticales se obtienen aplicando las ecuaciones (11) y (12), respectivamente.

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} F_b \tag{11}$$

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sigma s_i m_i} \tag{12}$$

Si la influencia de otros modos de vibración resulta relevante para estimar la respuesta sísmica de la estructura, Mortezaei y Ronagh [20] aplicaron el patrón modal dado por la ecuación (13), incluido en FEMA-356 [11].

$$F_i = F_b \frac{m_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n m_j h_j^k} \tag{13}$$

Las cargas gravitatorias están uniformemente distribuidas en las vigas, de acuerdo con la ecuación (14), incluida en EC-8 [18].

$$\sigma G_{k,j} + \sigma \psi_{E,i} Q_{k,i} \tag{14}$$

Los análisis se ejecutan empleando el software SAP2000® [12], considerando rótulas plásticas de longitud nula, cuya localización ha de ser definida por el usuario. En este trabajo, las rótulas plásticas generadas se localizan únicamente en los extremos de las vigas y los pilares, y se han modelizado mediante relaciones momento-giro definidas por control de deformación. Dichas relaciones dependen del tipo de rótula plástica considerada en el análisis. Así, las rótulas plásticas incluidas por defecto en SAP2000® presentan la relación mostrada en la figura 1, definida en FEMA-356 [11], mientras que las rótulas plásticas definidas mediante las expresiones incluidas en [9,10,13] se modelizan mediante las relaciones momento-giro incluidas en la figura 2.

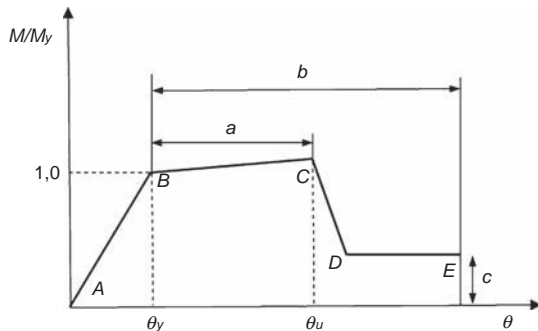


Figura 1. Relación momento-giro para las rótulas plásticas [11].

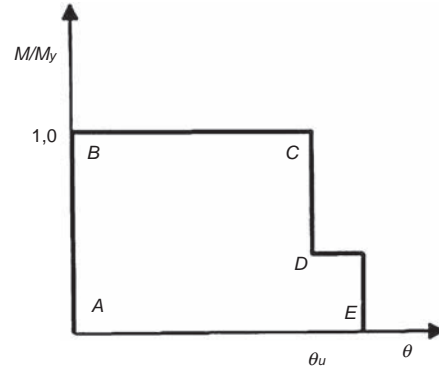


Figura 2. Relación momento-giro para las rótulas plásticas [9,10,13].

Los efectos P-Delta se han considerado en los análisis *pushover* conforme a EC-8 [18]. Además, con objeto de considerar el efecto de la fisuración, la rigidez a la flexión y cortante de los elementos estructurales se ha reducido a la mitad respecto a los elementos sin fisurar.

El código de la FEMA-356 [11] define 3 niveles de comportamiento estructural o niveles de desempeño, denominados *Immediate Occupancy* (IO), *Life Safety* (LS) y *Collapse Prevention* (CP). En este trabajo, dichos niveles corresponden al 40, 80 y 100% del giro de rotura  $\theta_u$  para las vigas, y el 25, 75 y 100% para los pilares. Estos valores son similares a los considerados por otros autores, como Inel y Ozmen [21]. La figura 3 muestra los niveles de desempeño en la relación esfuerzo-deformación de una rótula plástica.

2.3. Influencia de la aceleración del suelo  $a_g$

La respuesta sísmica de una estructura depende en gran medida del valor considerado para la aceleración del suelo  $a_g$ . Se ha analizado la influencia de este parámetro mediante la implementación del método N2, propuesto por Fajfar y Gaspersic [15] e incluido en el EC-8 [18], considerando las estructuras descritas en el apartado 3.1. Estas estructuras se cimentan sobre un terreno tipo C y en una zona en la que se aplica el espectro tipo 2 [18]. Respecto a la aceleración del suelo  $a_g$ , se han empleado 3 valores: 0,1 g, 0,2 g y 0,3 g, siendo este último un valor suficientemente alto para el espectro tipo 2. Para estos valores se ha obtenido el esfuerzo cortante en la base  $F_b$ , la aceleración espectral  $S_a$  y la distribución de rótulas plásticas en la estructura.

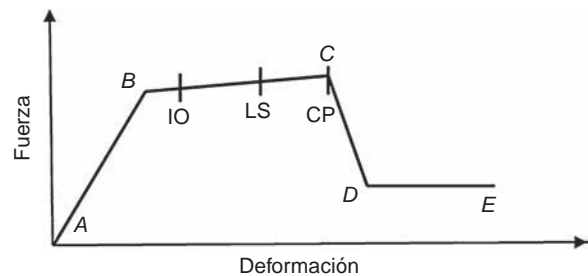


Figura 3. Niveles de comportamiento estructural (o niveles de desempeño) en las rótulas plásticas.

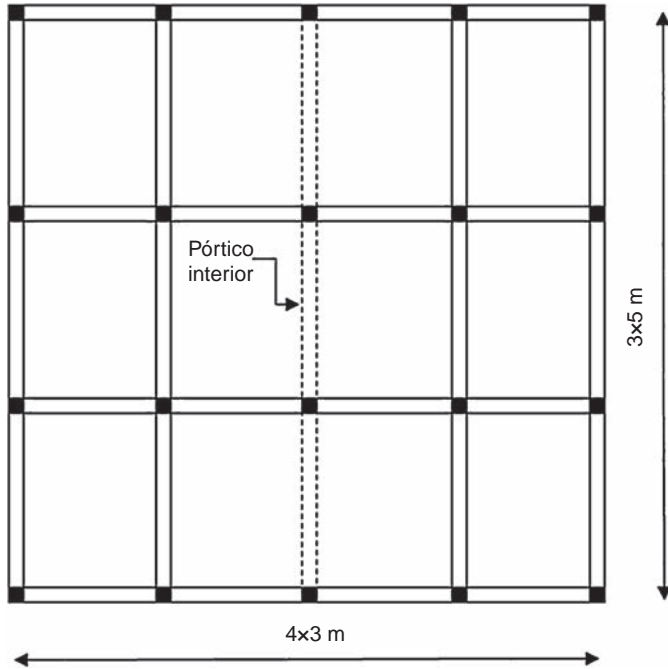


Figura 4. Planta estructural de los edificios.

### 3. Comportamiento de las secciones de hormigón armado en las estructuras consideradas

#### 3.1. Descripción de las estructuras

Se han analizado las estructuras de 2 edificios de hormigón armado de 5 y 8 plantas, compartiendo ambos la misma configuración en planta (fig. 4).

Esta tipología es habitual, según Carvalho, Coelho y Fardis [22], en los edificios residenciales de pequeña y mediana altura diseñados con el EC-8. El alzado del pórtico interior de cada

estructura se muestra en la figura 5, con una altura entre plantas de 3 m y una longitud de vano de 5 m para ambas estructuras.

En la figura 6 se muestra la geometría y el armado de las secciones transversales de los elementos de los pórticos, constituidos por vigas planas y pilares de sección cuadrada. El hormigón es de 25 MPa de resistencia a compresión simple, con un módulo elástico de 27.200 MPa y un coeficiente de Poisson de 0,2. El acero de la armadura es de 500 MPa de límite elástico y se ha empleado un espaciamiento de 100 mm para la armadura de cortante en aquellas zonas donde pueden generarse rótulas plásticas. Conviene destacar que no se han considerado rótulas plásticas de cortante en los análisis pues, conforme al trabajo de Inel y Ozmen [21], la resistencia del hormigón y el espaciamiento de la armadura de cortante considerados resultan suficientes para impedir el fallo por esfuerzo cortante.

Conviene aclarar que, con objeto de simplificar la interpretación de los resultados, se han utilizado estructuras de geometría regular, presentando todas las vigas las mismas dimensiones y con armadura constante a lo largo de toda la viga. Se han empleado vigas planas, pues a pesar de su inadecuado comportamiento sísmico se utilizan habitualmente en países del área mediterránea con sismicidad moderada, como España, Italia y Portugal [23].

Respecto a las acciones gravitatorias, se ha empleado una carga permanente de 5 kN/m<sup>2</sup> y una sobrecarga de uso de 3 kN/m<sup>2</sup>, correspondientes al uso de edificio residencial [17], distribuidas uniformemente sobre las vigas. El periodo fundamental *T* obtenido, considerando las masas concentradas en las plantas del edificio, ha sido de 1,24 s para el pórtico de 5 plantas y de 1,9 s para el pórtico de 8 plantas.

#### 3.2. Relaciones momento-giro y curvas de plastificación

Las relaciones momento-giro consideradas según diferentes métodos para las rótulas plásticas que se generen en vigas y pilares se muestran en las figuras 7 y 8, respectivamente. En todos

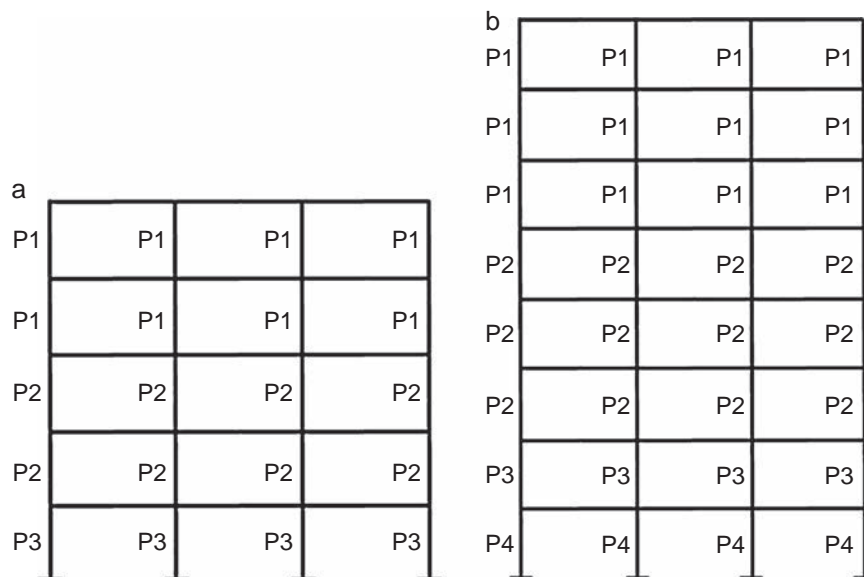


Figura 5. Alzado del pórtico interior de cada estructura. a) Edificio de cinco plantas. b) Edificio de 8 plantas.



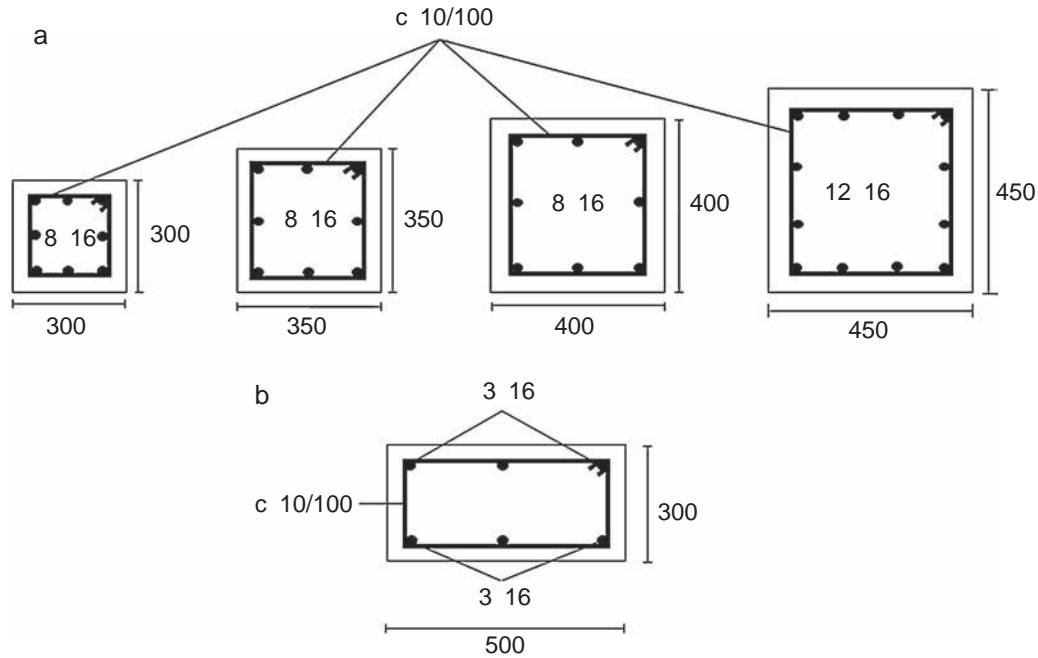


Figura 6. Secciones transversales de los elementos de los pórticos. a) Pilares. b) Vigas. (en milímetros).

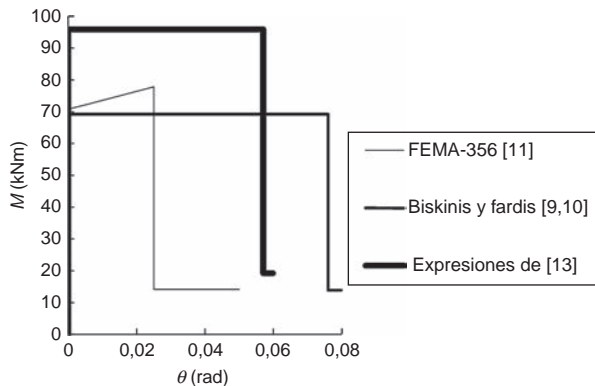


Figura 7. Relación momento-giro para las rótulas plásticas generadas en las vigas.

los casos, las expresiones propuestas por los autores [13] ofrecen valores de  $M_y$  superiores y de la capacidad de deformación intermedios respecto a los obtenidos aplicando las expresiones de Biskinis y Fardis [9] y del código de la FEMA-356 [11].

A diferencia de otros estudios, como el de Inel y Ozmen [21], en este trabajo se definen curvas de plastificación  $N-M_y$  para considerar, en el análisis no lineal, la influencia del esfuerzo axial  $N$  en el momento de plastificación  $M_y$  (fig. 9). Puede destacarse

que las curvas obtenidas aplicando las expresiones empíricas desarrolladas por Biskinis y Fardis [9] y por los autores [13] muestran valores de  $M_y$  superiores a los obtenidos con el código de la FEMA-356 [11], correspondiendo los valores máximos de  $M_y$  a las expresiones propuestas por los autores [13].

#### 4. Resultados y discusión

Las curvas de capacidad  $F_b-\delta$  obtenidas para las estructuras consideradas, empleando rótulas plásticas definidas con diferentes métodos, y con los patrones de carga uniforme y modal, se muestran en las figuras 10 y 11 para los pórticos de 5 y 8 plantas, respectivamente. Además, se ha empleado el patrón de carga lateral modal de la ecuación (13) en el pórtico de 8 plantas para considerar el efecto de los modos de vibración superiores al fundamental.

Puede destacarse que las rótulas plásticas modelizadas con las expresiones propuestas por Biskinis y Fardis [9,10] y por los autores [13] ofrecen valores del esfuerzo cortante basal  $F_b$  superiores a los obtenidos con las modelizadas en el código de la FEMA-350 [11], aunque si el desplazamiento de control  $\delta$  se encuentra en el intervalo (0, 250) mm, el valor resultante de  $F_b$

Tabla 2  
Resultados del punto de plastificación global para el pórtico de 5 plantas

Rótula plástica	Carga lateral uniforme			Carga lateral modal		
	$\delta$ (mm)	$F_b$ (kN)	$S_a/g$	$\delta$ (mm)	$F_b$ (kN)	$S_a/g$
FEMA-356 [11]	128	278	0,197	169	243	0,189
Biskinis y Fardis [9,10]	116	279	0,204	176	243	0,186
Expresiones propuestas [13]	138	370	0,282	194	324	0,250

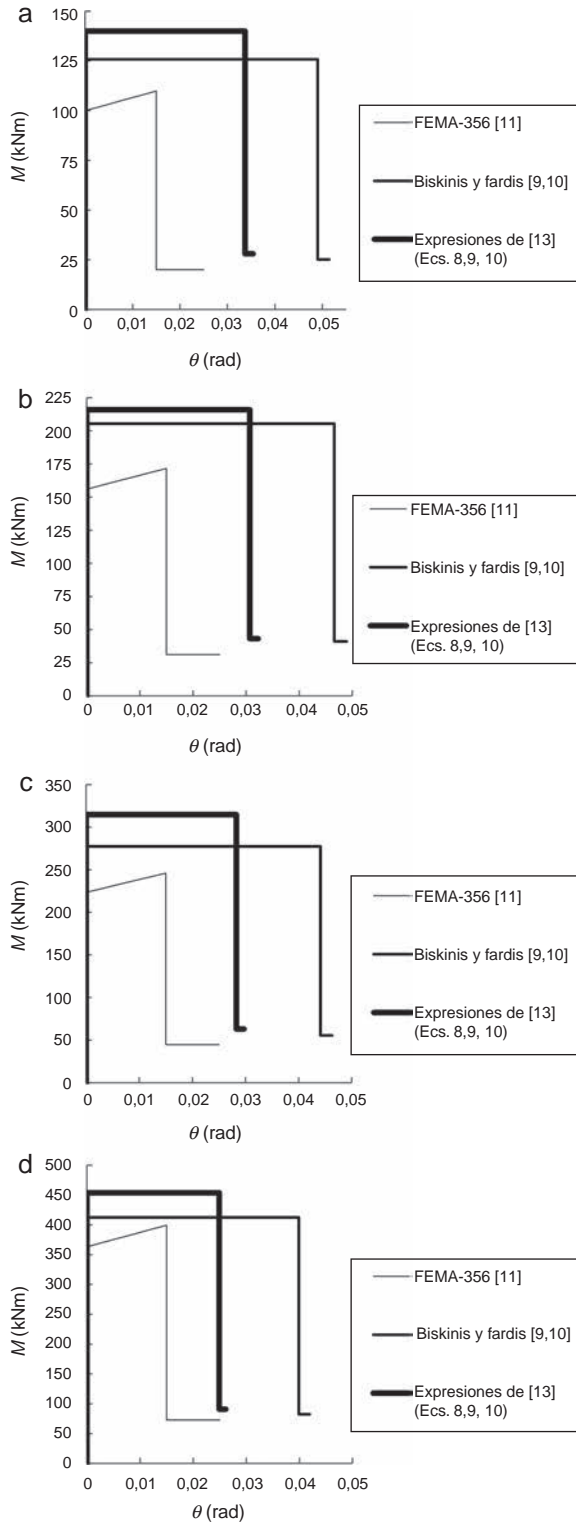


Figura 8. Relación momento-giro para las rótulas plásticas generadas en los pilares. a) P1. b) P2. c) P3. d) P4

es similar tanto para las expresiones de Biskinis y Fardis [9,10] como para las de la FEMA-356 [11].

Puede comprobarse la relación existente entre el cortante basal  $F_b$  y el momento de plastificación  $M_y$  de las rótulas plásticas, por la cual a mayor valor de  $M_y$  mayor valor de  $F_b$ . Esta

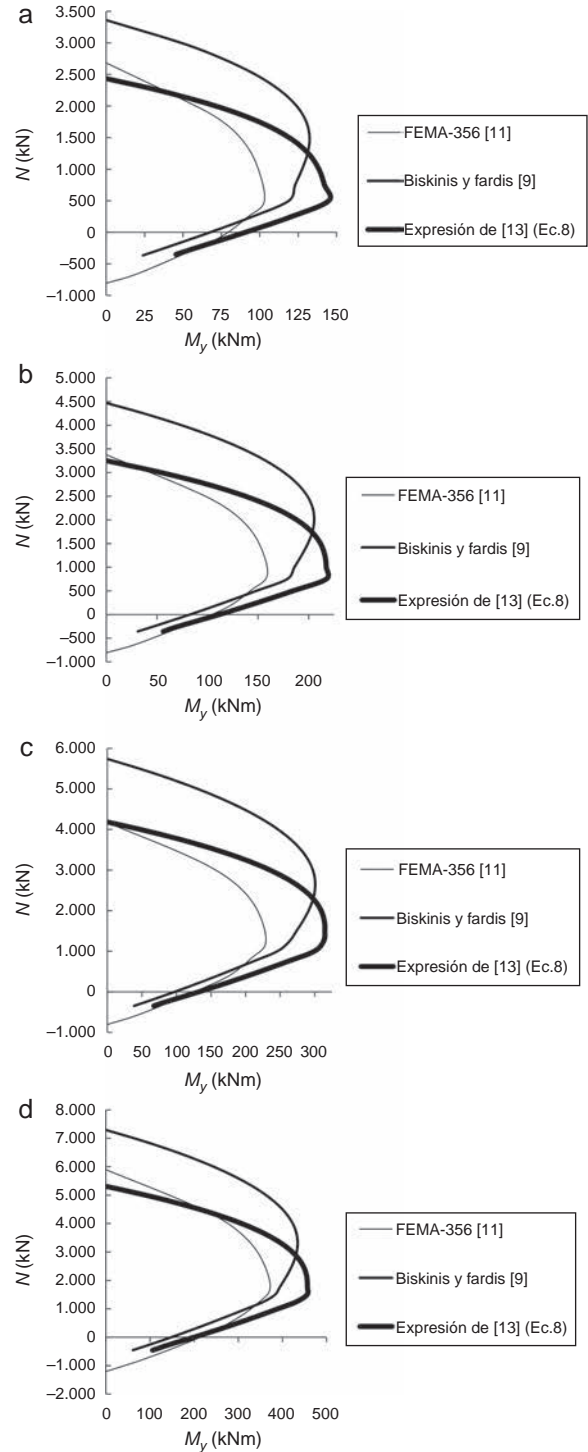


Figura 9. Curvas de plastificación para los pilares. a) P1. b) P2. c) P3. d) P4.

relación justifica que los máximos valores de  $F_b$  se obtienen al considerar rótulas plásticas modelizadas con las expresiones propuestas por los autores [13], pues dichas expresiones son las que ofrecen los máximos valores de  $M_y$ .

Otro aspecto a destacar es que las curvas de capacidad obtenidas aplicando las expresiones propuestas por los autores [13] y las propuestas por Biskinis y Fardis [9,10] se cruzan para un cierto valor de  $\delta$ , pues de acuerdo con la figura 9,

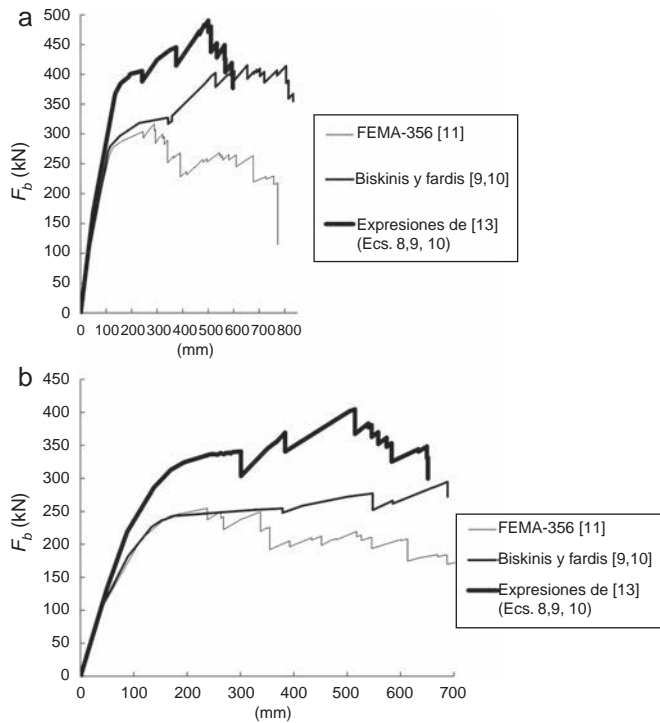


Figura 10. Curvas de capacidad para el pórtico de 5 plantas. a) Carga lateral uniforme. b) Carga lateral modal.

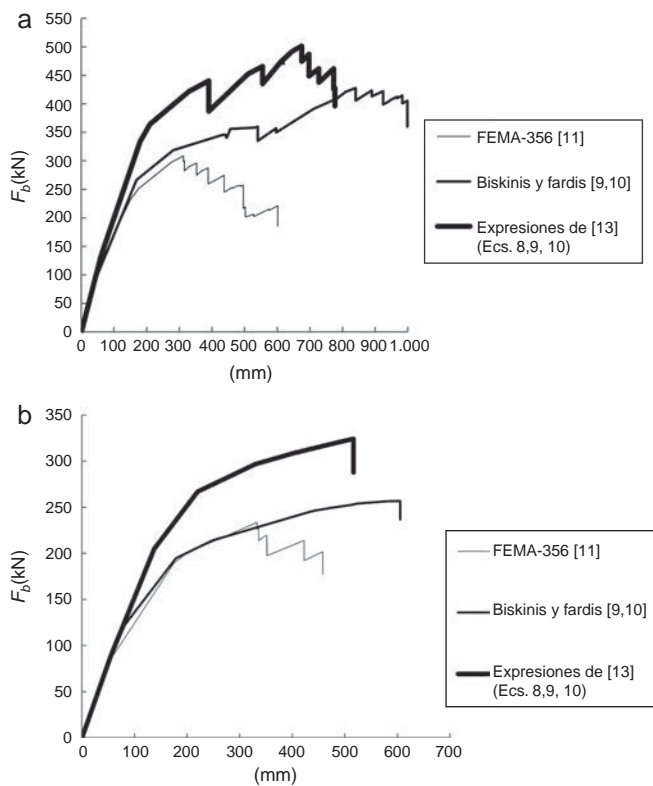


Figura 11. Curvas de capacidad para el pórtico de 8 plantas. a) Carga lateral uniforme. b) Carga lateral modal.

estas expresiones pueden ofrecer el mismo valor de  $M_y$  y, en consecuencia, de  $F_b$ .

El punto de plastificación global de la estructura puede definirse como el punto de la curva de capacidad en el que finaliza el comportamiento elástico lineal [21]. Para este punto, en las tablas 2 y 3 se muestran los valores del desplazamiento de control  $\delta$ , el cortante basal  $F_b$  y la aceleración espectral  $S_a$ . Esta aceleración  $S_a$  se ha obtenido transformando la curva de capacidad  $F_b$ - $\delta$  en el espectro de capacidad con el formato aceleración-desplazamiento  $S_a$ - $S_d$ , aplicando la ecuación propuesta en el documento ATC-40 [24].

Puede destacarse que las rótulas plásticas modelizadas con las expresiones propuestas por los autores [13] ofrecen los valores máximos de  $F_b$ ,  $\delta$  y  $S_a$  para todos los casos analizados, debido a que proporcionan los máximos valores de  $M_y$ . Las diferencias obtenidas respecto a otros métodos se sitúan entre el 7 y el 42% para  $\delta$ , entre el 33 y el 49% para  $F_b$ , y se obtiene una diferencia máxima del 58% para  $S_a$ . Estas diferencias se incrementan con la altura de la estructura al considerar el patrón de carga lateral modal.

También se ha estudiado el punto de colapso de la estructura, que depende del nivel de seguridad considerado. Este punto puede definirse en términos del porcentaje de descenso de  $F_b$  en la curva de capacidad, el 20% por ejemplo [21], o en términos del fallo a nivel seccional, en base al porcentaje de descenso de la carga lateral aplicada al ensayar un determinado elemento, el 15% por ejemplo [8]. En este estudio se ha considerado que el colapso de la estructura se produce al disminuir  $F_b$  un 15% en la curva de capacidad. Los resultados para este punto se muestran en las tablas 4 y 5.

Puede comprobarse que en la estructura de mayor flexibilidad, la del pórtico de 8 plantas, aparecen valores superiores de  $\delta$  y valores inferiores de  $F_b$  y  $S_a/g$ . Las expresiones de Biskinis y Fardis [9,10] proporcionan generalmente los máximos valores de  $\delta$ , ya que dichas expresiones ofrecen la mayor capacidad de deformación entre los métodos considerados (figs. 7 y 8). Además, estas expresiones proporcionan los menores porcentajes de disminución de  $F_b$  en el punto de colapso, habiéndose considerado disminuciones inferiores al 15% como excepción. Las expresiones propuestas por los autores [13] proporcionan los máximos valores de  $F_b$ , obteniéndose diferencias máximas del 84% respecto a otros métodos. En el caso de  $S_a$ , estas expresiones ofrecen valores superiores a los obtenidos con otros métodos, obteniéndose una diferencia máxima del 95%.

Los resultados obtenidos para los diferentes valores considerados de la aceleración del suelo  $a_g$  se muestran en las tablas 6 y 7. El desplazamiento objetivo  $d_i$  de una estructura puede definirse como la demanda sísmica deducida a partir del espectro de respuesta elástica, en términos de desplazamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad [18]. Al estar el desplazamiento objetivo relacionado con el comportamiento de un sistema de un grado de libertad, en esta contribución solo se han considerado las curvas de capacidad obtenidas con el patrón modal de carga lateral. Aunque el desplazamiento objetivo obtenido es el mismo para los diferentes tipos de rótulas plásticas, las diferentes curvas de capacidad (figs. 10 y 11)



Tabla 3  
Resultados del punto de plastificación global para el pórtico de 8 plantas

Rótula plástica	Carga lateral uniforme			Carga lateral modal		
	$\delta$ (mm)	$F_b$ (kN)	$S_a/g$	$\delta$ (mm)	$F_b$ (kN)	$S_a/g$
FEMA-356 [11]	175	251	0,109	175	176	0,088
Biskinis y Fardis [9,10]	169	267	0,118	175	179	0,089
Expresiones propuestas [13]	210	364	0,172	250	263	0,132

Tabla 4  
Resultados para el punto de colapso del pórtico de 5 plantas

Rótula plástica	Carga lateral uniforme				Carga lateral modal			
	$\delta$ (mm)	$F_b$ (kN)	$S_a/g$	Disminución de $F_b$ en el punto de colapso (%)	$\delta$ (mm)	$F_b$ (kN)	$S_a/g$	Disminución de $F_b$ en el punto de colapso (%)
FEMA-356 [11]	391	269	0,217	15	354	226	0,153	15
Biskinis y Fardis [9,10]	805	414	0,308	15	547	277	0,212	10
Expresiones propuestas [13]	565	449	0,345	16	649	348	0,299	15

Tabla 5  
Resultados para el punto de colapso del pórtico de 8 plantas

Rótula plástica	Carga lateral uniforme				Carga lateral modal			
	$\delta$ (mm)	$F_b$ (kN)	$S_a/g$	Disminución de $F_b$ en el punto de colapso (%)	$\delta$ (mm)	$F_b$ (kN)	$S_a/g$	Disminución de $F_b$ en el punto de colapso (%)
FEMA-356 [11]	496	258	0,125	22	400	167	0,088	16
Biskinis y Fardis [9,10]	998	405	0,216	13	604	240	0,126	15
Expresiones propuestas [13]	773	462	0,242	15	525	308	0,159	11

Tabla 6  
Resultados para el pórtico de 5 plantas considerando diferentes valores de aceleración del suelo

Aceleración del suelo $a_g/g$	Desplazamiento objetivo $d_t$ (mm)	FEMA-356 [11]		Biskinis y Fardis [9,10]		Expresiones propuestas [13]	
		$F_b$ (kN)	$S_a/g$	$F_b$ (kN)	$S_a/g$	$F_b$ (kN)	$S_a/g$
0,1	31,3	83	0,078	83	0,080	83	0,082
0,2	62,6	135	0,123	140	0,128	163	0,156
0,3	93,9	180	0,163	186	0,163	226	0,209

proporcionan diferentes valores de  $F_b$  y  $S_a$  para un valor considerado de aceleración del suelo.

Resulta de interés mencionar que las diferencias entre métodos se obtienen para valores de la aceleración del suelo  $a_g$  superiores a 0,1 g. Estas diferencias se incrementan con el valor de la aceleración del suelo, mientras que la altura de la

estructura no presenta una influencia significativa en los resultados. Se obtienen valores superiores de  $F_b$  y  $S_a$  al aplicar las expresiones propuestas por los autores [13], estando las diferencias comprendidas entre el 14 y el 30% para  $F_b$  y entre el 5 y el 31% para  $S_a$  respecto al modelo incluido en el código de la FEMA-356 [11].

Tabla 7  
Resultados para el pórtico de 8 plantas considerando diferentes valores de aceleración del suelo

Aceleración del suelo $a_g/g$	Desplazamiento objetivo $d_t$ (mm)	FEMA-356 [11]		Biskinis y Fardis [9,10]		Expresiones propuestas [13]	
		$F_b$ (kN)	$S_a/g$	$F_b$ (kN)	$S_a/g$	$F_b$ (kN)	$S_a/g$
0,1	35,3	56	0,036	56	0,036	56	0,036
0,2	70,67	91	0,055	100	0,060	105	0,070
0,3	106	120	0,073	129	0,076	156	0,096

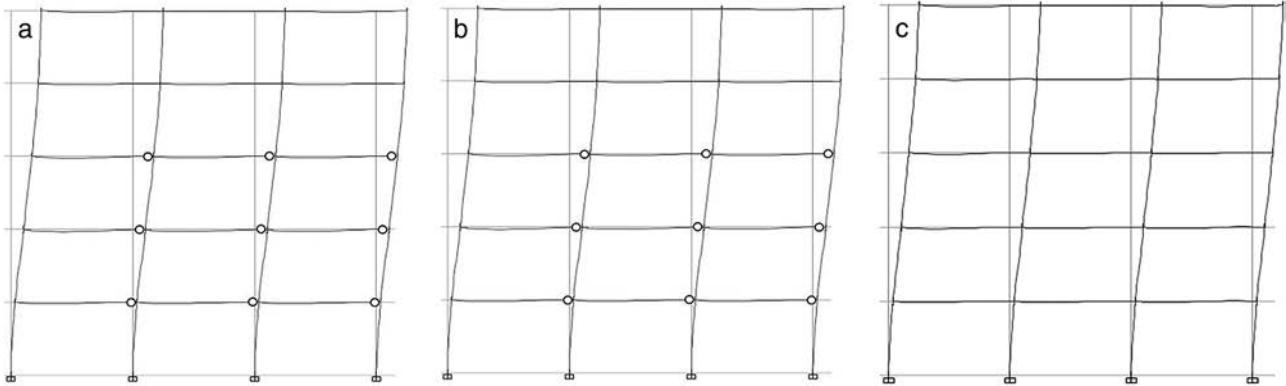


Figura 12. Distribución de rótulas plásticas para el pórtico de 5 plantas y  $a_g = 0,2 g$ . (a) FEMA-356 [11]. (b) Biskinis y Fardis [9,10]. (c) Expresiones propuestas [13].

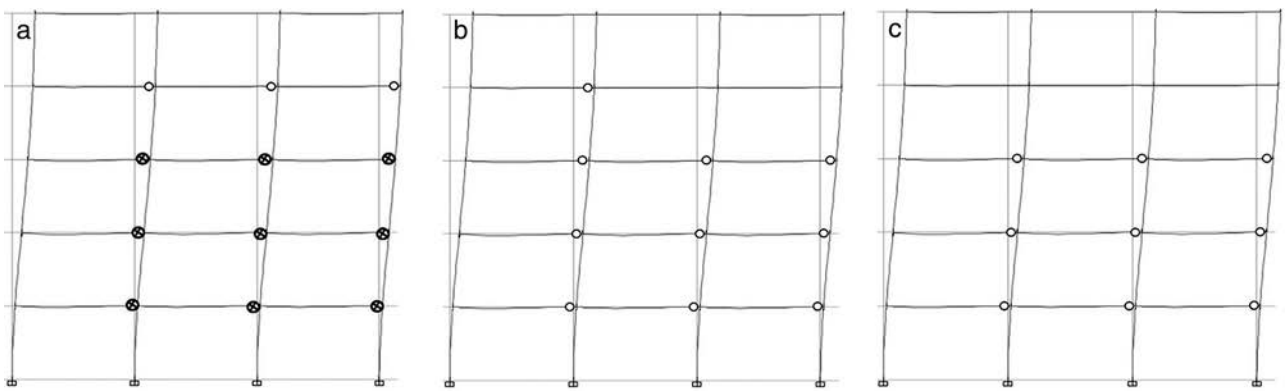


Figura 13. Distribución de rótulas plásticas para el pórtico de 5 plantas y  $a_g = 0,3 g$ . a) FEMA-356 [11]. b) Biskinis y Fardis [9,10]. c) Expresiones propuestas [13].

En las figuras 12 a 15 se muestra la distribución de rótulas plásticas generadas en la estructura para valores de la aceleración del suelo  $a_g$  de  $0,2 g$  y  $0,3 g$ , pues para  $0,1 g$  no se obtienen diferencias apreciables, según puede desprenderse de las tablas 6 y 7

En cualquier caso, el estado de las rótulas plásticas generadas se sitúa entre los puntos B y C de las figuras 1 y 2, no

produciéndose por tanto colapso de ninguna rótula plástica para los valores de aceleración considerados. El desplazamiento objetivo obtenido considerando el espectro tipo 2 y valores bajos de aceleración generan reducidos niveles de daño en la estructura; de hecho, en los pórticos de 5 plantas solo se alcanza el nivel de comportamiento *Immediate Occupancy* (IO) empleando el modelo de rótulas incluido en el código de la FEMA-356 [11]

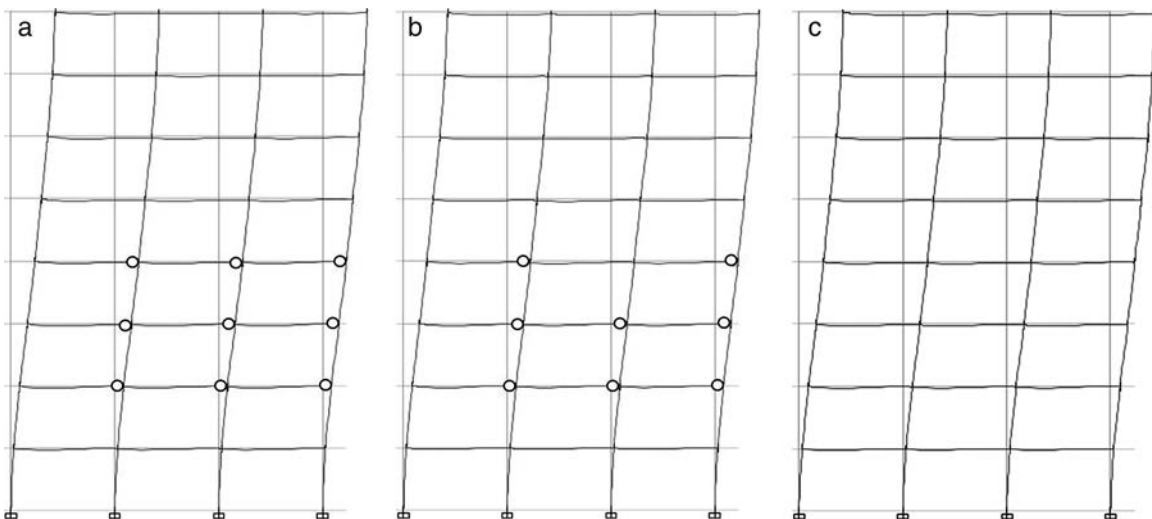


Figura 14. Distribución de rótulas plásticas para el pórtico de 8 plantas y  $a_g = 0,2 g$ . a) FEMA-356 [11]. b) Biskinis y Fardis [9,10]. c) Expresiones propuestas [13].

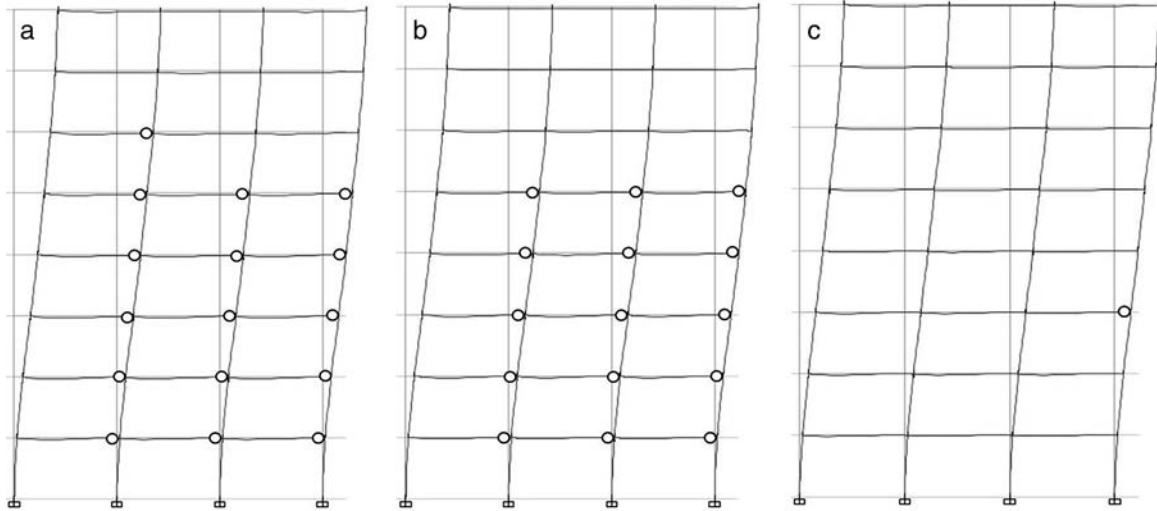


Figura 15. Distribución de rótulas plásticas para el pórtico de 8 plantas y  $a_g = 0,3 g$ . a) FEMA-356 [11]. b) Biskinis y Fardis [9,10]. c) Expresiones propuestas [13].

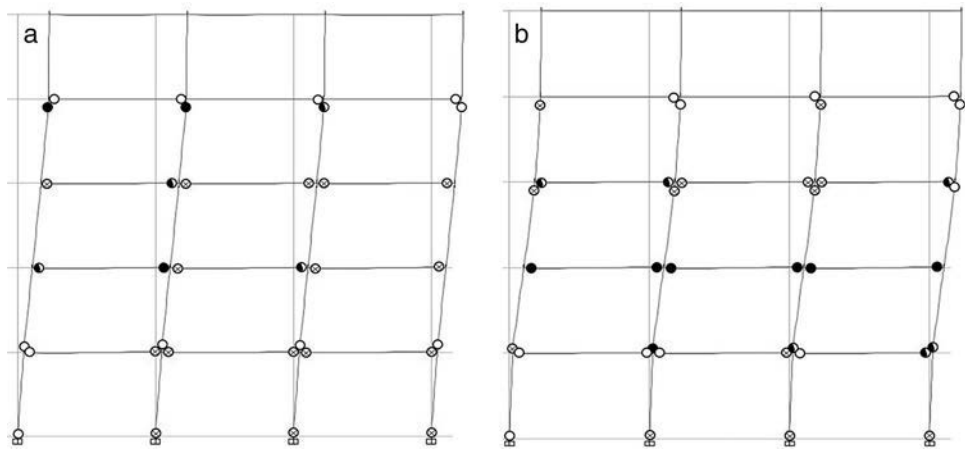


Figura 16. Distribución de rótulas plásticas para el pórtico de 5 plantas en el punto de colapso. a) Biskinis y Fardis [9,10]. b) Expresiones propuestas [13].

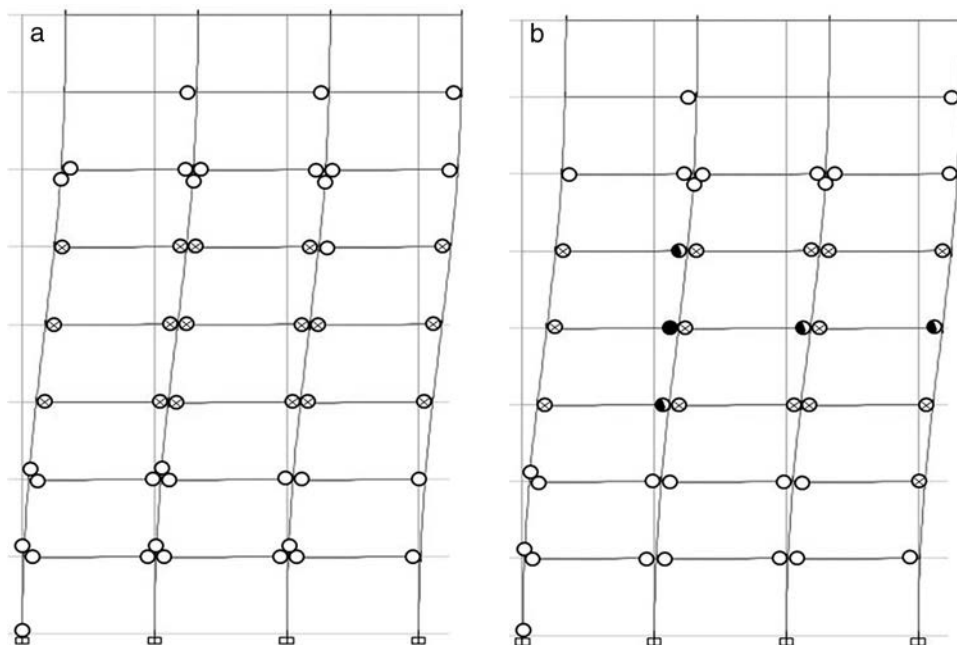


Figura 17. Distribución de rótulas plásticas para el pórtico de 8 plantas en el punto de colapso. a) Biskinis y Fardis [9,10]. b) Expresiones propuestas [13].



para  $a_g = 0,3 g$ . Como puede suponerse, el número generado de rótulas plásticas se incrementa con el valor de la aceleración del suelo. Puesto que las expresiones propuestas por los autores [13] ofrecen valores superiores del momento de plastificación  $M_y$  (figs. 7 y 8), el número de rótulas plásticas generadas en este caso es inferior. De hecho, para el valor más bajo de la aceleración del suelo ( $a_g = 0,2 g$ ) la estructura permanecería en estado elástico.

Con objeto de inducir la aparición de rótulas plásticas en los pilares y mostrar la capacidad de los diferentes métodos para detectarlas, se ha obtenido la distribución de rótulas en las estructuras estudiadas para el desplazamiento del punto de colapso (figs. 16 y 17), obtenido este con las expresiones propuestas por los autores [13] y por Biskinis y Fardis [9,10]. No se ha empleado el modelo de rótula incluido en el código de la FEMA-350 [11] porque el desplazamiento impuesto es mayor que la capacidad de desplazamiento obtenida con este modelo. Se han considerado los patrones de carga lateral uniforme y modal para los pórticos de 5 y 8 plantas, respectivamente.

Puede apreciarse que no hay diferencias significativas entre ambos métodos, tanto en la distribución general de rótulas plásticas como en su localización en los pilares, aunque aparece un mayor nivel de daño, sobre todo en las plantas intermedias, para el caso de las expresiones propuestas por los autores [13]

## 5. Conclusiones

En esta contribución se ha evaluado la influencia que tiene el modelo de rótula plástica en el comportamiento no lineal de estructuras aporricadas de hormigón armado. Se han realizado diversos análisis no lineales empleando diferentes modelos de rótulas, incluyendo expresiones empíricas de comportamiento seccional capaces de reproducir los estados de plastificación y de rotura de la sección. Con objeto de simplificar la interpretación de resultados, se han utilizado como ejemplo estructuras de geometría regular, teniendo todas las vigas las mismas dimensiones y con la armadura constante en toda su longitud.

La mayor resistencia y capacidad de deformación de la sección ofrecida al emplear el modelo de las expresiones propuestas por los autores [13] justifica que se obtengan valores superiores en el esfuerzo cortante basal  $F_b$  y en el desplazamiento de control  $\delta$ , lo que implica una mayor resistencia y capacidad de deformación de la estructura. Además, con estas expresiones se obtiene una distribución más favorable de rótulas plásticas en la estructura, aunque es cierto que los valores resultantes para la aceleración espectral  $S_a$  son superiores, lo que conlleva mayores esfuerzos en la estructura al actuar la acción sísmica.

El modelo de rótula plástica propuesto permite servir de contraste respecto a los modelos incluidos en la normativa de diseño, que suelen ofrecer resultados más conservadores. Este contraste es más pronunciado cuanto mayor sea la altura de la estructura y el valor de la aceleración del suelo, así como al considerar el patrón de carga lateral modal en el análisis.

Puesto que las expresiones propuestas por los autores [13] están calibradas con una selección de ensayos que cumple los requerimientos sísmico-constructivos de la normativa de diseño en edificación más relevante a nivel internacional, las rótulas

plásticas así modelizadas resultan adecuadas para una mayor variedad de casos que los modelos incluidos por defecto en una determinada norma o código estructural, pues estos modelos normalmente se han desarrollado a partir de elementos constructivos de hormigón armado que siguen una práctica de diseño y constructiva circunscrita al correspondiente ámbito geográfico de aplicación del código.

Por otro lado, el hecho de estar calibradas las expresiones propuestas con una base más homogénea de ensayos experimentales reduce la dispersión ofrecida respecto a otras expresiones, o que las hace adecuadas para modelizar el comportamiento seccional de las rótulas plásticas generadas durante el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado.

## Bibliografía

- [1] A.K. Chopra, R.K. Goel, A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 31 (3) (2002) 561–582, <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.144>.
- [2] M. Poursha, F. Khoshnoudian, A.S. Moghadam, A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings, *Eng. Struct.* 31 (2) (2009) 591–599, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.10.009>.
- [3] T.S. Jan, M.W. Liu, Y.C. Kao, An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings, *Eng. Struct.* 26 (1) (2004) 117–128, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2003.09.003>.
- [4] S.P. Kim, Y.C. Kurama, An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands, *Eng. Struct.* 30 (12) (2008) 3793–3807, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.07.008>.
- [5] M.N. Aydinoglu, An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation, *Bull. Earthq. Eng.* 1 (1) (2003) 3–36, <http://dx.doi.org/10.1023/A:1024853326383>.
- [6] M.N. Fardis, *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings Based on EN-Eurocode 8*, Springer, Netherlands, 2009.
- [7] S. Taghaviour, T.A. Majid, L.T. Liang, Effect of different lateral load distribution on pushover analysis, *Aust. J. Basic Appl. Sci.* 7 (4) (2013) 133–142.
- [8] T.B. Panagiotakos, M.N. Fardis, Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate, *ACI Struct. J.* 98 (2) (2001) 135–148, <http://dx.doi.org/10.14359/10181>.
- [9] D. Biskinis, M.N. Fardis, Deformations at flexural yielding of members with continuous or lap-spliced bars, *Struct. Concr.* 11 (3) (2010) 127–138.
- [10] D. Biskinis, M.N. Fardis, Flexure-controlled ultimate deformations of members with continuous or lap-spliced bars, *Struct. Concr.* 11 (2) (2010) 93–108, <http://dx.doi.org/10.1680/stco.2010.11.2.93>.
- [11] Federal Emergency Management Agency, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-356, FEMA, Washington D.C., 2000.
- [12] SAP2000 v16 Academic. Berkeley: Computers & Structures Inc, 2013.
- [13] A. López-López, A. Tomás, G. Sánchez-Olivares, Behaviour of reinforced concrete rectangular sections based on tests complying with seismic construction requirements, *Struct. Concr.* 17 (4) (2016) 656–667, <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201500107>.
- [14] A.T. López-López, *Behaviour Models of Reinforced Concrete Sections Adjusted with Experimental Tests Using Metaheuristics Algorithms* [PhD Thesis], UPCT, Cartagena, 2015 (en español).
- [15] P. Fajfar, P. Gaspersic, The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 25 (1) (1996) 31–46, [http://dx.doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199601\)25:1<31::AID-EQE534>3.0.CO;2-V](http://dx.doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199601)25:1<31::AID-EQE534>3.0.CO;2-V).
- [16] EN 1998-3, Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings, Commission of the European Communities, Brussels, 2005.

- [17] EN 1992-1-1, Eurocode 2, Design of Concrete Structures. Part 1.2: General Rules and Rules for Buildings, Commission of the European Communities, Brussels, 2004.
- [18] EN 1998-1, Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1.3: General Rules-Specific Rules for Various Materials and Elements, Commission of the European Communities, Brussels, 2005.
- [19] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (318R-14), American Concrete Institute, Farmington Hills, 2014.
- [20] A. Mortezaei, H.R. Ronagh, Effectiveness of modified pushover analysis procedure for the estimation of seismic demands of buildings subjected to near-fault ground motions having fling step, *Nat. Hazards Earth. Syst. Sci.* 13 (157) (2013) 1579–1593, <http://dx.doi.org/10.5194/nhess-13-1579-2013>.
- [21] M. Inel, H.B. Ozmen, Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings, *Eng. Struct.* 28 (11) (2006) 1494–1502, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.01.017>.
- [22] Carvalho EC, Coelho E, Fardis MN. Assessment of EC8 provisions for reinforced concrete frames. 11th World Conference on Earthquake Engineering, paper 2049, 1996.
- [23] A. Benavent-Climent, Influence of hysteretic dampers on the seismic response of reinforced concrete wide beam-column connections, *Eng. Struct.* 28 (2006) 580–592, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.09.013>.
- [24] Applied Technology Council, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. ATC-40, Applied Technology Council, California, 1996.

**ACHE**  
Asociación Científico-Técnica  
del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA **31**

**M**

## Detalles constructivos de hormigón

Grupo de trabajo 1/2  
"Representación gráfica de  
estructuras de hormigón"

**ACHE**

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98  
[www.e-ache.com](http://www.e-ache.com)

# Evaluación numérica y experimental de la respuesta dinámica de un faro fabricado mediante polímeros reforzados con fibra (PRF)

## *Numerical and experimental evaluation of the dynamic response of a fibre reinforced polymers (FRP) lighthouse*

José David Jiménez Vicaria<sup>a,\*</sup>, Pablo Sánchez Sierra<sup>b</sup>, Eva Martínez Barrigüete<sup>c</sup> y Carlo Paulotto<sup>d</sup>

<sup>a</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Centro Tecnológico ACCIONA Construcción S.A., Investigador en Grupo Diseño Estructural, Madrid, España

<sup>b</sup> Ingeniero Industrial, Centro Tecnológico ACCIONA Construcción S.A., Investigador en Grupo Diseño Estructural, Madrid, España

<sup>c</sup> Licenciada en Química (esp. Química Orgánica), Centro Tecnológico ACCIONA Construcción S.A., Jefe Grupo Polímeros y Composites, Madrid, España

<sup>d</sup> Ingeniero Civil y Doctor en Ingeniería Estructural, Centro Tecnológico ACCIONA Construcción S.A., Jefe Grupo Diseño Estructural, Madrid, España

Recibido el 27 de marzo de 2017; aceptado el 18 de abril de 2017

Disponible en Internet el 31 de mayo de 2017

### Resumen

ACCIONA Infraestructuras ha construido un faro de 32 m de altura fabricado en Madrid íntegramente con polímeros reforzados con fibra (PRF) e instalado en solo 2 h en la ampliación norte del puerto de Valencia en febrero de 2015. Una vez instalado el faro, las vibraciones de la estructura inducidas por el viento se registraron por medio de una serie de acelerómetros colocados estratégicamente para determinar su respuesta dinámica. Previamente, se llevó a cabo una simulación numérica de la estructura para determinar sus frecuencias naturales y formas modales, comparándolas con las obtenidas de manera experimental.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

*Palabras clave:* Polímeros reforzados con fibra; Faro; Vibraciones libres; Respuesta dinámica; Simulación numérica

### Abstract

A 32-metre high lighthouse, made entirely with fibre reinforced polymers (FRPs), was manufactured by ACCIONA Infrastructure in Madrid, and was installed in only two hours in the northern extension of the Port of Valencia in February 2015. Once the FRP lighthouse was installed, its wind induced vibrations were recorded by a set of accelerometers, strategically placed to determine its dynamic response. Previously, a numerical simulation of the structure was performed to assess its natural frequencies and mode shapes, and compare them with those determined experimentally.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

*Keywords:* Fibre reinforced polymers; Lighthouse; Free vibrations; Dynamic response; Numerical simulation

## 1. Introducción

En ambientes agresivos, como en las zonas costeras y portuarias, una alternativa atractiva y prometedora a los materiales

tradicionales (como el acero o el hormigón armado con acero) para minimizar los costes de mantenimiento de las estructuras civiles es el uso de materiales duraderos y ligeros, como los polímeros reforzados con fibra (PRF). ACCIONA Construcción es pionera en el uso de estos materiales en obras de ingeniería civil, como puentes [1], pasarelas [2,3], estructuras de hormigón armado con barras de PRF [4], etc. Debido al particular comportamiento mecánico de las estructuras de PRF y al creciente

\* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: josedavid.jimenez.vicaria@acciona.com  
(J.D. Jiménez Vicaria).



interés en esta tecnología, en los últimos años se han llevado a cabo numerosos proyectos de investigación tanto desde el punto de vista experimental como numérico, la mayoría de ellos centrados en la respuesta estática de las estructuras de PRF, pero muy pocos en el campo de la respuesta dinámica [5,6]. En el caso del faro de PRF presentado en este trabajo, la rigidez de los elementos estructurales tiene una influencia importante en la respuesta dinámica de la estructura, por lo que puede calibrarse un modelo numérico adecuado a partir de los resultados experimentales de la respuesta a vibraciones libres de la estructura.

## 2. Descripción de la estructura

El nuevo faro de PRF (fig. 1) es una estructura de 32 m de altura formada por 5 forjados que apoyan sobre 8 columnas de PRF de carbono cuyos ejes centrales, en el forjado inferior (F1), atraviesan los vértices de un octágono inscrito en una circunferencia de 4,15 m de diámetro, y en el forjado superior (F5), los vértices de un octágono inscrito en una circunferencia de 3,75 m de diámetro. Estas columnas de 32 m de altura son tubos circulares fabricados por pultrusión con resina epoxi (fig. 2a), tienen un diámetro exterior de 250 mm y un espesor de pared del tubo de 20 mm. Los 5 forjados, fabricados por infusión de resina viniléster (fig. 2b), son paneles tipo sándwich de 200 mm de espesor, con pieles de PRF de vidrio de 10 mm de espesor y un núcleo de poliuretano con una densidad de  $70 \text{ kg/m}^3$ . Los forjados se ubican distanciados en altura cada 6 m, y cada uno tiene una geometría octagonal diferente dependiendo de su posición en la estructura.

En el centro de la estructura, desde la base hasta el forjado superior, se dispone una escalera de caracol. Los peldaños de la escalera están fabricados mediante el proceso de moldeo por inyección de resina (RTM) y tienen una estructura sándwich con pieles de PRF de vidrio y núcleo de poliuretano (fig. 2c). Cada peldaño tiene una altura de 200 mm y está formado por un anillo con un diámetro interno de 500 mm unido a una plataforma trapezoidal de 900 mm de longitud, con un ancho de huella variable. Los anillos de los peldaños, alineados verticalmente a lo largo del eje central del faro, forman un hueco cilíndrico que está relleno de hormigón armado, proporcionando así un núcleo de rigidización a la estructura.

Para aumentar la rigidez lateral de la estructura, las columnas de PRF de carbono están conectadas entre sí por 4 anillos octagonales colocados de manera equidistante entre cada 2 forjados consecutivos. Cada uno de estos anillos está formado por 8 tubos de PRF de vidrio dispuestos perimetralmente a la estructura. Los tubos de PRF de vidrio, fabricados por pultrusión, tienen un diámetro exterior de 190 mm y un espesor de pared del tubo de 20 mm. Las conexiones entre las columnas y los tubos horizontales de PRF de vidrio se realizan mediante diafragmas de PRF con forma romboidal y que tienen un espesor de 42 mm (fig. 2d).

La base del faro es un cajón de hormigón armado de 4 m de altura con forma prismática octagonal. Los extremos inferiores de las columnas del faro están empotrados en la losa inferior del cajón, de 1,10 m de espesor. La losa de hormigón armado de 0,35 m que forma el techo del cajón presenta unas perforaciones para permitir el paso de las 8 columnas de PRF de carbono y del núcleo central de hormigón armado. Entre las columnas de PRF y esta losa de hormigón, se disponen unos collarines de neopreno para restringir el desplazamiento horizontal de las columnas en este nivel.

## 3. Simulación numérica

### 3.1. Descripción del modelo numérico

Se ha realizado un modelo tridimensional de toda la estructura utilizando el programa de cálculo mediante elementos finitos SAP-2000 v16.1.1. Las columnas de PRF de carbono, los tubos de PRF de vidrio y la columna central de hormigón armado se modelan con elementos tipo barra, mientras que los forjados y los diafragmas romboidales se modelan con elementos tipo placa. Cada columna está fijada en su base, mientras que su contacto con la losa superior del cajón de hormigón se modela mediante un conjunto de muelles elásticos lineales conectados radialmente a los elementos tipo barra de las columnas y que tienen una rigidez equivalente a la del collarín de neopreno. Cada elemento estructural se caracteriza por los parámetros elásticos ( $E_x$ ,  $E_y$ ,  $G_{xy}$  y  $\nu_{xy}$ ) y el peso específico tomados de la tabla 1. Aunque las columnas de PRF de carbono y los tubos de PRF de vidrio están fabricados con materiales ortótropos, el módulo elástico transversal  $E_y$  no se utiliza en el modelo, ya que estas

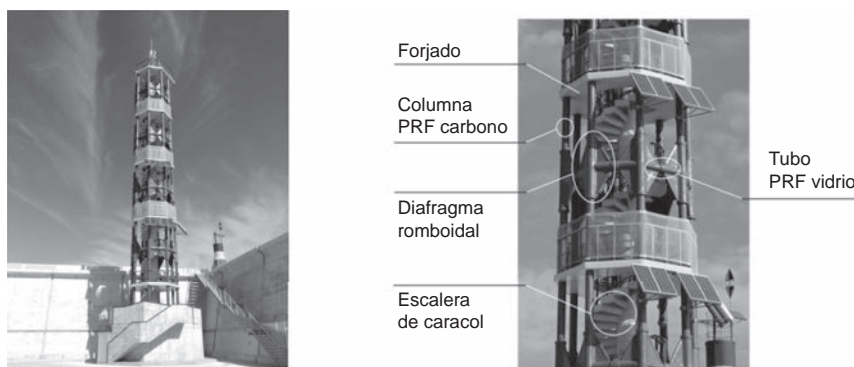


Figura 1. Estructura del faro de PRF.

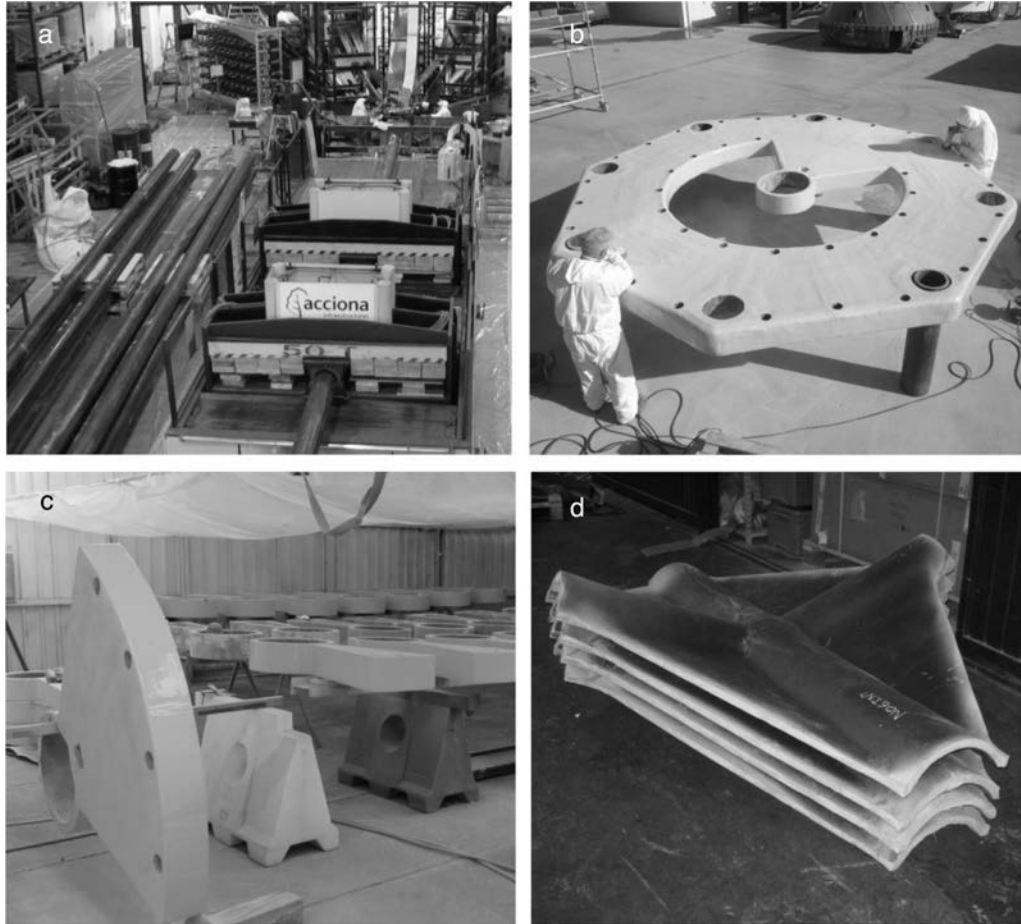


Figura 2. Elementos del faro durante su fabricación: (a) columnas; (b) forjados; (c) peldaños y descansillos; (d) diafragmas romboidales.

piezas se modelan con elementos tipo barra. Los peldaños de la escalera de caracol no se han modelado, ya que se supone que no contribuyen a la rigidez de la estructura. Sin embargo, sus masas se han considerado añadiéndolas a los elementos tipo barra que modelan el núcleo central de hormigón por debajo del forjado F5.

### 3.2. Análisis modal

Se realiza un análisis modal del modelo numérico de la estructura para obtener los modos de vibración y las frecuencias correspondientes, con el objetivo de compararlos con los

medidos experimentalmente. Las frecuencias correspondientes a los primeros 10 modos de vibración en el modelo numérico se presentan en la tabla 2.

## 4. Análisis experimental

### 4.1. Ensayos estáticos de los elementos estructurales

Las propiedades mecánicas de resistencia y rigidez de cada elemento se determinan experimentalmente mediante pruebas estáticas.

Tabla 1  
Parámetros de los elementos estructurales

Elemento	$E_x$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G_{xy}^a$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\nu_{xy}$	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )
Columnas PRF carbono	90.740	–	35.668	0,272	16,69
Tubos PRF vidrio	49.860	–	19.584	0,273	20,27
Forjados	2.493	2.493	308	0,084	2,50
Diafragmas romboidales	25.840	22.430	6.003	0,383	18,33
Núcleo hormigón bajo F5	33.620	–	14.008	0,200	29,50
Núcleo hormigón sobre F5	28.577	–	11.907	0,200	25,00

<sup>a</sup> Para los elementos finitos tipo barra, solo se permite una formulación para material isótropo, por lo que el valor del módulo de cortante G se calcula a partir de la expresión  $G = E / (2 + 2\nu)$ .

Tabla 2  
Primeras 10 frecuencias de la estructura obtenidas del modelo numérico

Frecuencias	$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$	$f_7$	$f_8$	$f_9$	$f_{10}$
Hz	1,193	1,241	2,907	3,628	3,679	6,350	6,378	8,853	9,375	9,619

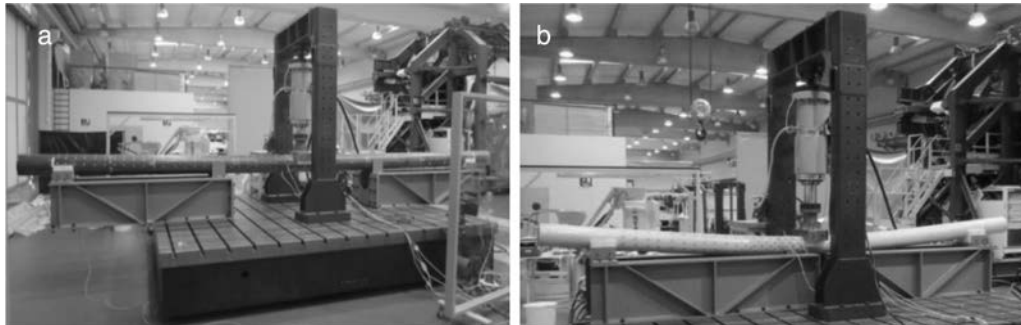


Figura 3. Ensayos estáticos hasta rotura de elementos estructurales: (a) columnas de PRF de carbono; (b) tubos de PRF de vidrio.

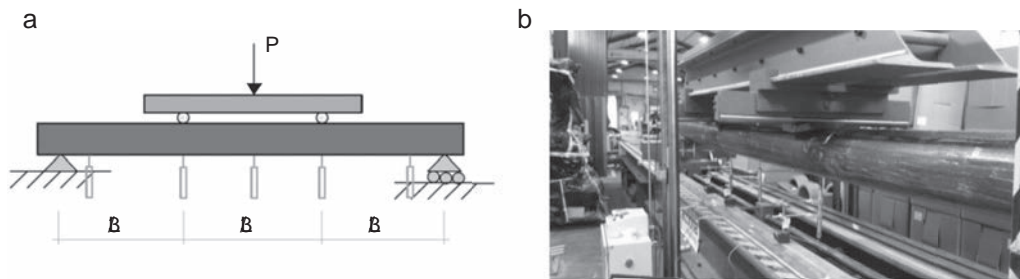


Figura 4. Ensayos estáticos para determinar la rigidez del tubo de PRF carbono: (a) configuración del ensayo; (b) ensayo a flexión del tubo.

#### 4.1.1. Ensayos de flexión hasta rotura

Para determinar la resistencia a flexión de los tubos de PRF de carbono y de PRF de vidrio que forman la estructura del faro, se realiza un ensayo de flexión a 3 puntos hasta rotura con una muestra de cada uno de los tubos, con 6 y 4 m de distancia entre apoyos en cada caso, respectivamente. En la figura 3 se muestran estos 2 ensayos hasta rotura.

El momento resistente del tubo de PRF de vidrio es de  $M_{R,FV} = 208,3 \text{ kN m}$ , mientras que el momento resistente del tubo de PRF de carbono es de  $M_{FC} = 385,5 \text{ kN m}$ . Estos valores experimentales de resistencia son muy superiores a los valores de diseño utilizados para la estructura, ya que el parámetro condicionante en el diseño del faro es la rigidez de sus elementos estructurales.

#### 4.1.2. Ensayos de flexión a diferentes distancias entre apoyos

Para una correcta evaluación numérica del comportamiento dinámico del faro de PRF, es necesario conocer de manera precisa el parámetro  $EI$  (rigidez a flexión) de los tubos de PRF de carbono a utilizar en el modelo numérico. Sin embargo, la determinación experimental de  $EI$  mediante ensayos a flexión de elementos de PRF suele verse afectada por la presencia de una considerable deformación por cortante, debido en este caso al reducido valor del módulo de cortante  $G$  de los PRF, obteniendo en dicho caso una rigidez a flexión aparente inferior a la real. Para reducir o eliminar el efecto del cortante en la determinación

de la rigidez a flexión de los tubos de PRF de carbono, se han realizado ensayos a 4 puntos (con puntos de aplicación de la carga a  $L/3$ ) con diferentes distancias  $L$  entre apoyos (fig. 4). Este método se basa en la teoría de flexión de vigas de Timoshenko [7] y en la aproximación utilizada por Bank [8] para vigas de PRF. Para esta configuración de ensayo a flexión, el desplazamiento

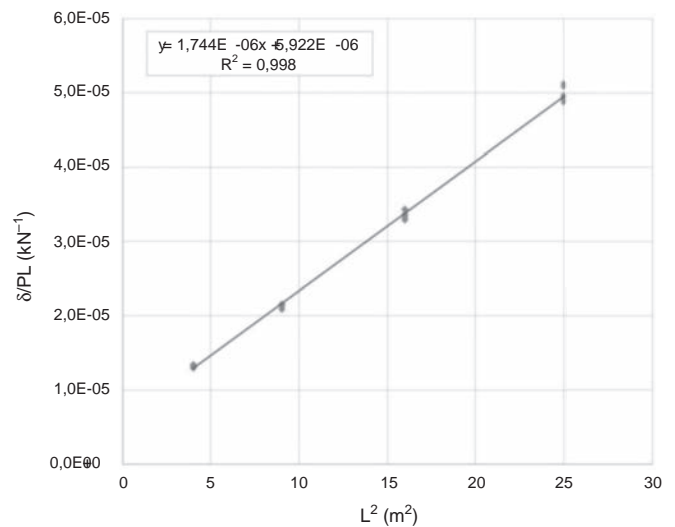


Figura 5. Recta utilizada para determinar la rigidez a flexión del tubo a partir de los resultados de los ensayos a 4 puntos.

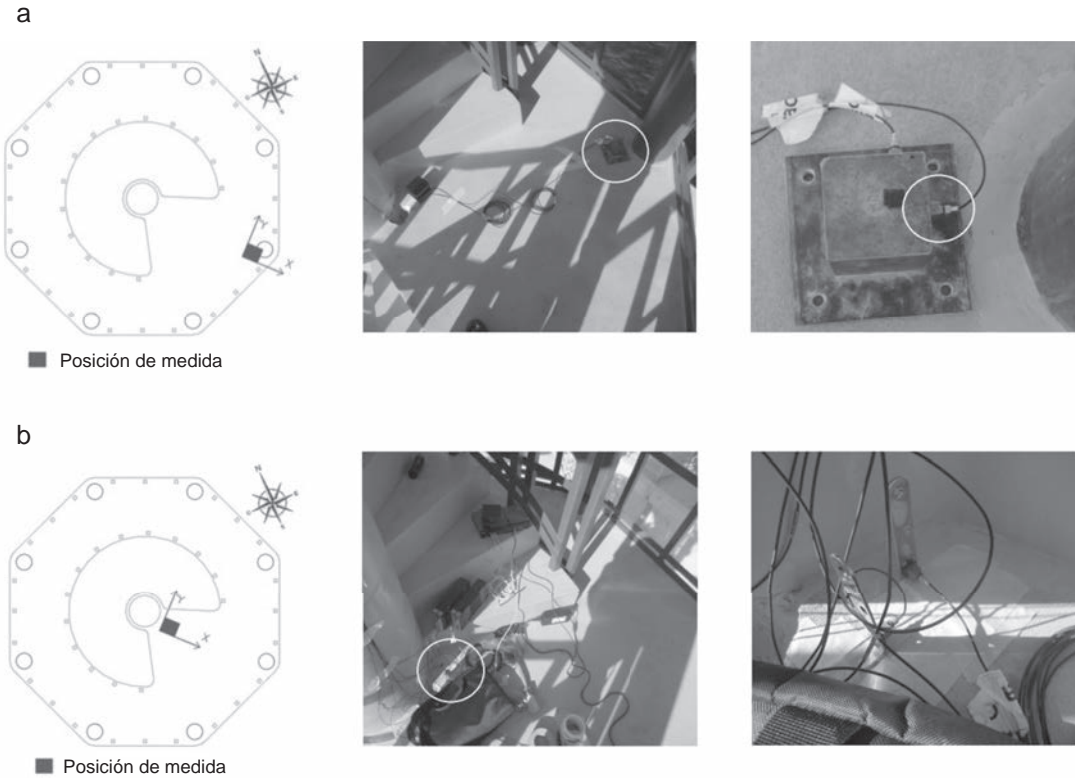


Figura 6. Esquema de instalación de los acelerómetros: (a) forjados F3, F4 y F5; (b) forjado F2.

vertical del tubo bajo los puntos de aplicación de la carga, según la ecuación de Timoshenko, viene dada por la expresión:

$$\delta = \frac{5PL^3}{324EI} + \frac{PL}{6GA^*} \quad (1)$$

Dividiendo los términos de la ecuación (1) por  $PL$ , se tiene que:

$$\frac{\delta}{PL} = \frac{C_1}{EI} * L^2 + \frac{C_2}{GA^*} \quad (2)$$

La ecuación (2) sería la ecuación de una recta con  $\delta/PL$  la variable dependiente y  $L^2$  la variable independiente. Conocidos los valores de carga-desplazamiento  $P/\delta$  y el vano  $L$  de cada ensayo, se puede dibujar dicha recta, cuya pendiente y ordenada en el origen son inversamente proporcionales a la rigidez a flexión  $EI$  y la rigidez a cortante  $GA^*$ , respectivamente. Para esta configuración de ensayo, los parámetros considerados han sido  $C_1 = 5/324$  y  $C_2 = 1/6$ . Para el área de cortante  $A^*$  se ha adoptado un valor del 50% del área de la sección transversal del tubo.

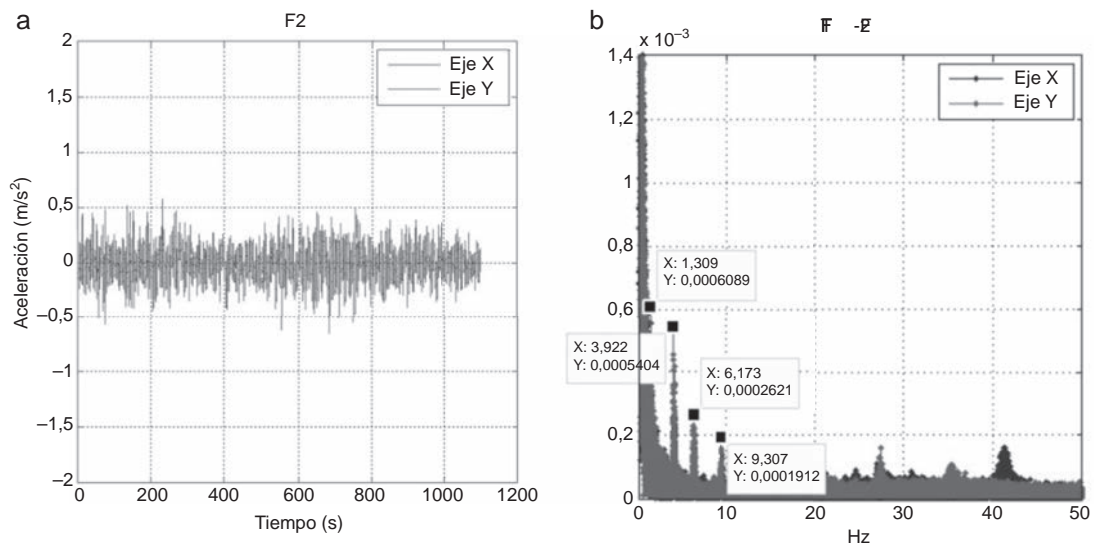


Figura 7. (a) Aceleraciones registradas; (b) transformada rápida de Fourier (FFT) y frecuencias representativas.



Tabla 3  
Primeras 10 frecuencias de la estructura obtenidas experimentalmente

Frecuencias	$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$	$f_7$	$f_8$	$f_9$	$f_{10}$
Hz	1,309	2,979	3,922	6,173	9,307	13,92	20,79	24,41	27,38	35,47

Se han realizado 4 ensayos para cada una de las 4 diferentes distancias  $L$  entre apoyos que se han analizado: 2, 3, 4 y 5 m, resultando en un total de 16 ensayos a flexión. Representando para cada hipótesis de carga el valor de  $\delta/PL$  frente a  $L^2$  en el punto de máxima carga durante el ensayo (que se corresponde con un valor de carga muy inferior al de rotura del tubo, es decir, el material se encuentra en régimen elástico), se obtiene una recta (fig. 5), a partir de cuya pendiente ( $a = 1,744 \cdot 10^{-6}$ ) se calcula el módulo de Young  $E$ , obteniendo el valor de  $E = 91.904$  MPa, solo un 1% superior al valor teórico (tabla 1) utilizado en el modelo numérico. Por su parte, a partir de la ordenada en el origen ( $b = 5,922 \cdot 10^{-6}$ ) se obtiene el valor experimental del módulo de cortante  $G = 3.895$  MPa, un orden de magnitud inferior al valor utilizado en el modelo numérico (tabla 1).

#### 4.2. Prueba dinámica de la estructura

En mayo de 2015, 3 meses después de la instalación del faro, se registran las vibraciones inducidas por el viento en la estructura mediante un conjunto de acelerómetros estratégicamente colocados para determinar su respuesta dinámica. Se utilizan 8 acelerómetros unidireccionales *DeltaTron Tipo 4508*, conectados a su correspondiente adquisidor de datos *Brüel & Kjær LAN-XI 51,2 kHz - Tipo 3050*. En cada forjado, excepto en el más bajo (F1), se colocan 2 acelerómetros unidireccionales, uno orientado a lo largo del eje X y el otro orientado a lo largo del eje Y (fig. 6).

En los forjados F3, F4 y F5, cada par de acelerómetros se fija a un bloque de acero de 5 kg situado sobre la superficie superior del forjado cerca de una de las columnas de PRF de

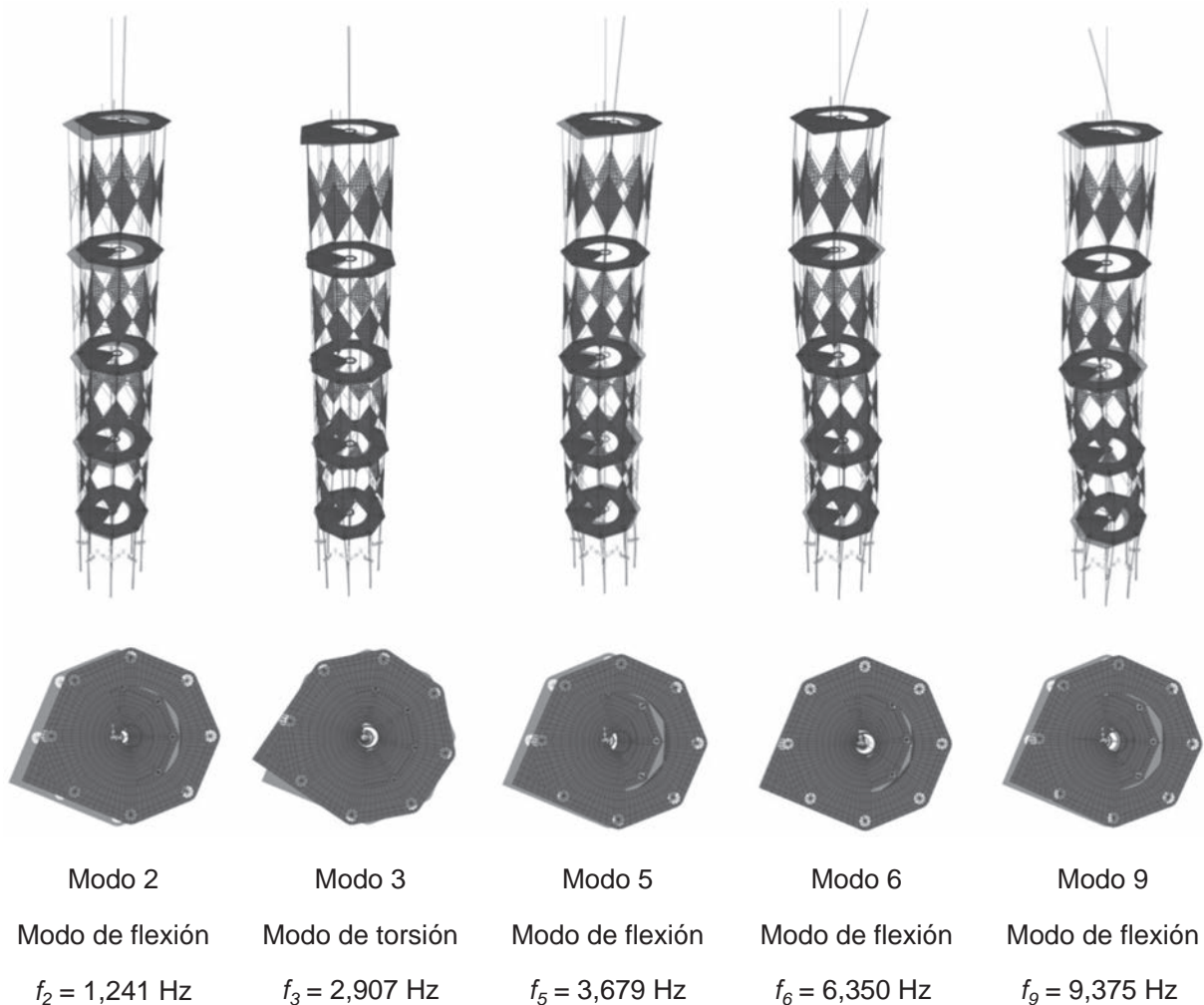


Figura 8. Modos de vibración y frecuencias naturales en el modelo numérico de la estructura correspondientes con los 5 primeros modos obtenidos experimentalmente.

Tabla 4  
Comparación entre frecuencias de la estructura obtenidas experimentalmente y numéricamente

Frecuencias	$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$	$f_7$	$f_8$	$f_9$	$f_{10}$
Experimental	1,309	2,979	3,922	6,173	9,307	13,92	20,79	24,41	27,38	35,47
Numérico	1,193	1,241	2,907	3,628	3,679	6,350	6,378	8,853	9,375	9,619

carbono, tal y como se muestra en la figura 6a. En el forjado F2 los acelerómetros están fijados a unos pequeños perfiles en L unidos a la superficie superior del forjado cerca de la columna central de la estructura (fig. 6b).

Se realizan diferentes registros de datos con el objetivo de comparar los resultados de cada medición para detectar posibles diferencias aleatorias entre ellos. Las frecuencias de vibración experimentales se obtienen mediante la transformada rápida de Fourier (FFT), que convierte las aceleraciones registradas en el dominio del tiempo al dominio de la frecuencia. Las mediciones se realizan con una frecuencia de muestreo de 100 Hz. La elección de esta frecuencia para el procesamiento de datos se establece después de analizar varias mediciones con una frecuencia inicial mayor y tras observar que no hay frecuencias excitadas en la estructura superiores a 50 Hz. A modo de ejemplo, la figura 7 muestra las aceleraciones registradas y la FFT correspondiente para el par de puntos de medición (eje X y eje Y) en el forjado F2 durante uno de estos registros de datos. Después de procesar todos los registros de datos, se observa que las 10 primeras frecuencias mostradas en la tabla 3 son similares en la mayoría de las mediciones, por lo que se puede suponer que los 10 primeros modos de vibración de la estructura corresponden a estas frecuencias excitadas.

A partir de estos resultados, las primeras 5 formas modales experimentales se pueden comparar con las obtenidas numéricamente. El primer modo de vibración registrado experimentalmente, con una frecuencia de  $f_{1, exp} = 1,309$  Hz, corresponde al segundo modo de vibración en el análisis numérico, un modo de flexión con una frecuencia de  $f_{2, num} = 1,241$  Hz. El segundo modo de vibración registrado experimentalmente, con una frecuencia de  $f_{2, exp} = 2,979$  Hz, corresponde al tercer modo de vibración en el análisis numérico, un modo de torsión con una frecuencia de  $f_{3, num} = 2,907$  Hz. Los modos de vibración tercero, cuarto y quinto registrados experimentalmente, con una frecuencia de  $f_{3, exp} = 3,922$  Hz,  $f_{4, exp} = 6,173$  Hz y  $f_{5, exp} = 9,307$  Hz, respectivamente, corresponden al quinto, sexto y noveno modos de vibración en el análisis numérico, correspondientes a modos de flexión con frecuencias de  $f_{5, num} = 3,679$  Hz,  $f_{6, num} = 6,350$  Hz y  $f_{9, num} = 9,375$  Hz, respectivamente. En la figura 8 se presentan los modos de vibración en el modelo numérico con frecuencias similares a las de los 5 primeros modos obtenidos experimentalmente, y se comparan en la tabla 4.

## 5. Conclusiones

El análisis experimental realizado basado en las medidas de aceleración ha demostrado ser una buena técnica para obtener

información útil sobre el comportamiento estructural del faro a partir de la vibración libre de la estructura.

El análisis de las aceleraciones inducidas por el viento mediante el uso de la FFT permite identificar los 5 primeros modos de vibración de la estructura, siendo las correspondientes frecuencias experimentales de 1,309; 2,979; 3,922; 6,173 y 9,307 Hz. El análisis de las frecuencias se completa con un modelo de elementos finitos, en el que se obtienen frecuencias que solo difieren entre un 1 y un 7% de las obtenidas experimentalmente. Este modelo numérico permite identificar las formas modales experimentales, donde el primer modo corresponde al primer modo de flexión y el segundo al primer modo de torsión, siendo los modos siguientes el segundo, el tercero y el cuarto modo de flexión, respectivamente.

En este caso, en el que los elementos resistentes a flexión (columnas de PRF de carbono) son elementos esbeltos (ratio de esbeltez  $L/d = 24$ ), se puede considerar que para un análisis estructural global resulta suficientemente preciso el uso de leyes constitutivas elásticas lineales de materiales isótropos para los elementos finitos tipo barra (columnas de PRF de carbono, tubos de PRF de vidrio y columna de núcleo central), ya que se comprueba que el valor del módulo de cortante  $G$  de los tubos de PRF de carbono apenas afecta al comportamiento dinámico del faro.

El uso de los PRF en la construcción de estructuras singulares en ambientes agresivos es una técnica prometedora que ha sido validada a través de numerosos proyectos en todo el mundo, como por ejemplo el faro presentado en este trabajo. Esta estructura ha cumplido con los requisitos de calidad y estructurales impuestos a este tipo de proyectos, no solo por su comportamiento estático, sino también por su respuesta dinámica.

## Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento a los técnicos de laboratorio e ingenieros del Centro Tecnológico de ACCIONA Construcción en Madrid involucrados en este proyecto, por su participación en el diseño, fabricación y ensayo de la estructura.

Cabe destacar que esta estructura ha sido galardonada con un premio en los *JEC World 2016 Innovation Awards* en París en la categoría de Infraestructuras con el título «*All-composite lighthouse marine navigation aid*».

## Bibliografía

- [1] J.D. Jimenez Vicaria, D. Fernandez Diaz, C. Paulotto, A. Bansal, An application of the FRP girder bridge technology to cope with logistic difficulties, en: 37th IABSE Symposium: Engineering for Progress, Nature and People, Madrid, 2014.

- [2] M. Areiza Hurtado, S. Primi, C. Paulotto, R. Llago Acero, I. Calvo Herrera, Diseño y fabricación de una pasarela de fibra de carbono sobre el río Manzanares, en: V Congreso ACHE, Barcelona, 2011.
- [3] C. Paulotto, M.A. Hernandez, S. Primi, E. Navarro, Mechanical tests on carbon-fiber-epoxy cables for bridge applications, en: Proceedings of the 7 th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, CICE 2014, Vancouver, Canada, 2014.
- [4] J.D. Jimenez Vicaria, D. Fernandez Diaz, E. Manzano Arroyo, C. Paulotto, Analysis of the technical viability of GFRP reinforced precast concrete piles, en: 16th European Conference on Composite Materials, ECCM 2014, Sevilla, 2014.
- [5] G. Boscato, S. Russo, Free vibration of pultruded FRP elements: Mechanical characterization, analysis and applications, *J. Compos. Constr.* 13 (2009) 565–574.
- [6] R.F. Gibson, Modal vibration response measurements for characterization of composite materials and structures, *Compos. Sci. Technol.* 60 (2000) 2769–2780.
- [7] S. Timoshenko, *Strength of Materials*, Litton Educational Publishing, Inc, New York, 1955, pp. 170–175.
- [8] L.C. Bank, Flexural and shear moduli of full-section fiber reinforced plastic (FRP) pultruded beams, *J. Test. Eval.* 17 (1989) 40–45.

# Red Line South. Metro de Doha (Qatar). Estructuras singulares construidas in-situ de ancho o canto variable

*Red Line South. Doha Metro (Qatar). Complex cast-in-situ structures*

Jordi Revoltós Fort<sup>a</sup>, Javier Antón Díaz<sup>b,\*</sup>, Silvia Criado Catalina<sup>b</sup>,  
Juan Miguel Cereceda Boudet<sup>b</sup> y Manuel Palomo Herrero<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Ingeniero de Caminos SENER, Jefe de la Sección de Puentes y Viaductos, Madrid, España

<sup>b</sup> Ingeniero de Caminos SENER, Sección de Puentes y Viaductos, Madrid, España

Recibido el 30 de marzo de 2017; aceptado el 18 de abril de 2017

Disponible en Internet el 7 de junio de 2017

## Resumen

La Línea Roja Sur del Metro de Doha discurre elevada en viaducto en su mayor parte. Aunque se planteó como una sucesión de vanos tipo de fácil prefabricación, otros condicionantes obligaron a tramos complejos. Esto dio lugar a estructuras construidas in situ, unas de ancho variable (tanto isostáticas como continuas de 3 vanos) y otras de canto variable para alcanzar hasta 59 m de luz en doble vía y 75 m de luz en vía simple. De todas ellas, la estructura más compleja fue la de doble vía, pues presenta varios mecanismos resistentes complementarios, cuya aportación al comportamiento global depende de la relación de rigideces entre dichos mecanismos resistentes.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

*Palabras clave:* Ancho variable; Metro; Sección abierta; Canto variable; Estructura evolutiva

## Abstract

The Doha Metro Red Line South runs on a viaduct along most of the line. At the beginning, the design consisted of typical precast spans, but external constraints made complex structures necessary. For this reason, several cast in-situ bridges were built. Some of them have variable width (either simply-supported decks or continuous ones up to three spans), whereas other bridges are of variable depth, so they can reach 59 m for a double track section and 75 m for single track. The most complex bridge is the variable-depth one for the double track railway because the structural behaviour depends on several resistant mechanisms.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

*Keywords:* Variable width; Metro; Open section; Variable depth; Staged structure

## 1. Introducción

La Línea Roja Sur (RLS) del Metro de Doha conecta el sur de la ciudad de Doha con el norte de Al-Wakra. La RLS tiene aproximadamente 6.500 m de longitud y discurre elevada en viaducto en la mayor parte de su recorrido. Incluye 3 estaciones y

el acceso a los talleres del metro. La línea discurre por la mediana de Al Matar Street, carretera que conecta Doha y Al-Wakra y que se encuentra muy congestionada habitualmente. Además, cruza vías de gran importancia, como F-Ring, una vía de alta capacidad que une la ciudad con el aeropuerto internacional (fig. 1).

El hecho de ser la conexión de la red de metro con los talleres tiene gran importancia puesto que cualquier retraso en la ejecución de los trabajos implicaba demoras en la puesta en servicio de los tramos restantes. Es por ello que el diseño y la construcción se han desarrollado en un tiempo inferior a 2

\* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: janton@sener.es (J. Antón Díaz).





Figura 1. Vista aérea (tomada de Google Earth).

años y medio, lo que ha supuesto un enorme reto para el equipo involucrado.

Las obras fueron adjudicadas a la UTE formada por FCC, Yuksel, Archidoron y Petroserv (FYAP) con el proyecto de licitación redactado en 2013 por la UTE SENER-TYPSA. SENER fue la responsable del viaducto y TYPSA de las 3 estaciones. Estas mismas empresas fueron las encargadas del diseño detallado con la misma distribución de trabajos, así como de la asistencia técnica a obra.

La RLS se ha construido para doble vía. La presencia de las cocheras del metro y de las estaciones ha dificultado el diseño del viaducto pues son necesarios numerosos cambios de vía para permitir todos los movimientos y ello exige a veces estructuras continuas sin giro relativo y otras veces estructuras con variación de ancho.

Puesto que el plazo de ejecución era crítico, se optó por prefabricar los tableros y dinteles en su mayor parte. En otros casos se recurrió a estructuras in situ bien por ser de ancho variable (para adaptarse a los cambios de vía), o bien por ser de gran luz donde la alternativa de viaductos de voladizos por dovelas prefabricadas no era competitiva en tiempo y requería medios auxiliares de mayor envergadura.

## 2. Descripción de las estructuras

Todos los tableros de la RLS presentan la sección transversal en forma de U, de modo que los trenes circulan por el interior y los pasillos de evacuación se encuentran al nivel de las puertas de los vagones (fig. 2). Esta forma reduce la presencia de arena en la vía. El tipo de vía elegida fue vía en placa [1].

La mayor parte de los tableros se han construido prefabricados mediante dovelas de 4,0 m de longitud ejecutadas por

el método de la dovela conjugada [2]. El canto típico es de 2,20 m, excepto en las riostras de apoyo, donde se recrece la cara inferior 25 cm, hasta los 2,45 m. Con esta geometría se ha alcanzado de forma isostática hasta 32,0 m de luz para doble vía ( $c/L = 1/14,5$ ) y hasta 44,3 m con continuidad ( $c/L = 1/20,1$ ). Las alas superiores de la sección son de 1,30 m de ancho, pues se requieren 0,80 m para el pasillo de evacuación y 0,50 m para la colocación de las barandillas y barreras antirruído. Las almas son de 31 cm de espesor y la losa inferior presenta 37 cm en el eje, con un bombeo del 2% a cada lado.

Los tableros prefabricados son de 3 tipos diferenciados:

- Tableros simplemente apoyados fabricados por dovelas para doble vía, bien de 10,62 m de ancho (separación de vías de 4,0 m), o bien de 12,12 m de ancho (separación de vías de 5,5 m) alcanzando luces de hasta 32 m.
- Tableros continuos fabricados por dovelas para doble vía análogos a los anteriores alcanzando luces de hasta 44,3 m y 4 vanos continuos con el mismo canto de 2,20 m (fig. 3). La continuidad se empleó en aquellos casos donde se requerían luces mayores de 32,0 m para doble vía pues al tener que mantener la sección invariable para aprovechar los encofrados de los vanos tipo, la deformabilidad ante el paso de la sobrecarga era inadmisibles y los giros relativos entre tableros isostáticos superarían los límites permitidos. También se emplearon tramos continuos para situar aparatos de cambio de vía, más largos que un vano aislado y que no permiten giros relativos para el correcto funcionamiento del aparato.
- Tableros simplemente apoyados fabricados en full-span de 6,05 m de ancho para vía simple alcanzando luces de hasta 36 m.



Figura 2. Sección transversal en U para vanos prefabricados.



Figura 3. Montaje del vano de 44,3 m de luz sobre F-Ring.

Al aparecer estructuras singulares, estas mantienen, en la medida de lo posible, las mismas formas que los tableros tipos. Como los tableros de ancho variable, para alojar bifurcaciones de vía, son de luces moderadas (hasta 32 m), permiten mantener las mismas formas que los prefabricados pues el canto disponible (2,20 m) es suficiente para resolver la estructura, si bien con la complejidad inherente de las dimensiones cambiantes.

Sin embargo, ha sido necesario realizar vanos de hasta 75 m de luz, por lo que no es posible salvar tales obstáculos manteniendo el canto de 2,20 m. En estos casos se requerían cantos mayores que deben integrarse en la forma en U para el paso del tren.

### 3. Tableros in situ de ancho variable

Los tableros que requieren variación de ancho se han construido in situ, pues adaptar el sistema de prefabricación para estos casos puntuales suponía un coste innecesario o, simplemente, era inviable. Entre los tableros de ancho variable existen 2 tipos.

En primer lugar, los que no presentan bifurcaciones ni cambio de vía y simplemente permiten que las vías se separen entre sí. Estos se han construido isostáticos (figs. 4 y 5).

En segundo lugar, los que alojan cambios de vía y/o bifurcaciones, donde los aparatos de vía ocupan longitudes mayores que un vano y no pueden tener giros relativos en apoyos. En estos casos se ha recurrido a estructuras continuas.

Estos últimos son los más complejos pues en algunos casos el ancho varía de 6,0 m (para vía simple) a 11,0 m (para vía doble) en tan solo 80 m de largo. Existen 2 tramos con estas peculiaridades, de luces  $20 + 32 + 32$  y  $28 + 24 + 24$ . Como puede verse, se trata de puentes muy mal compensados para ser continuos; sin embargo, no pudieron cambiarse las luces por existir servicios afectados (fig. 6).

Estos tableros se han estudiado con modelos tridimensionales, pues la analogía de la barra única no representaba adecuadamente todos los efectos estructurales. Se emplearon modelos tanto de emparrillado como de elementos finitos (fig. 7). En los primeros se realizó el estudio longitudinal y en los segundos, el cálculo transversal.

El proceso constructivo de estos viaductos fue relativamente sencillo, pues era posible su cimbrado al suelo, hormigonado y tesado en una única fase de los 3 vanos (fig. 8). Lógicamente, estos tramos continuos debían terminarse antes de colocar los vanos adyacentes prefabricados, para poder tesar por ambos frentes. De esta forma, estos puentes condicionaban el camino crítico de la obra.



Figura 4. Vano cimbrado isostático de ancho variable.



Figura 5. Vista interior del vano.

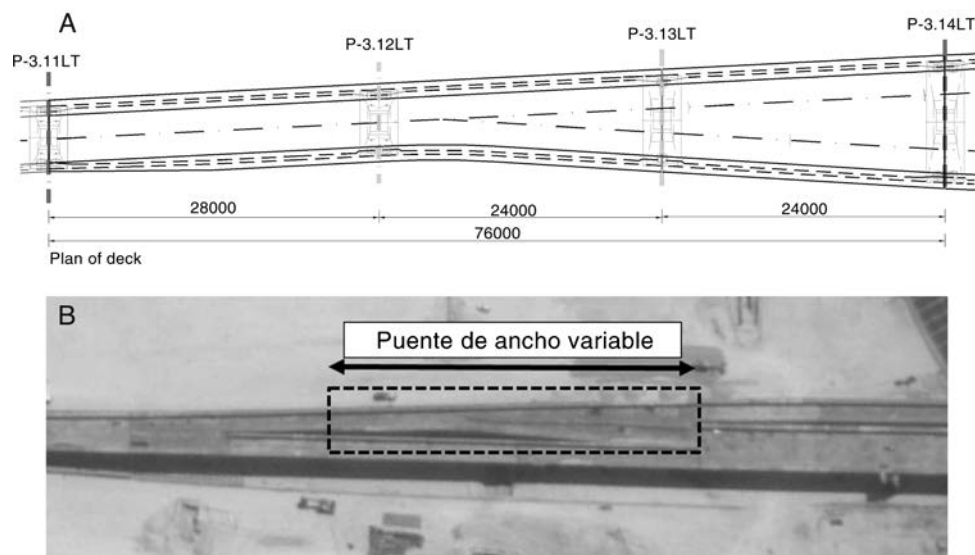


Figura 6. Vista superior de un tablero de ancho variable de 3 vanos. A) Plano y (B) estructura terminada.

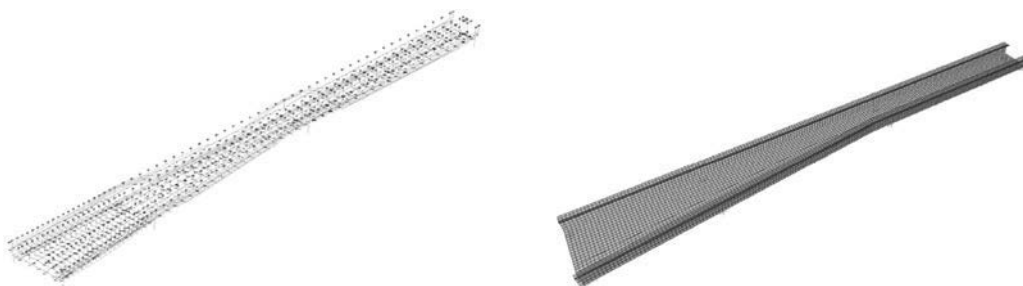


Figura 7. Modelos empleados. Emparrillado y elementos finitos.

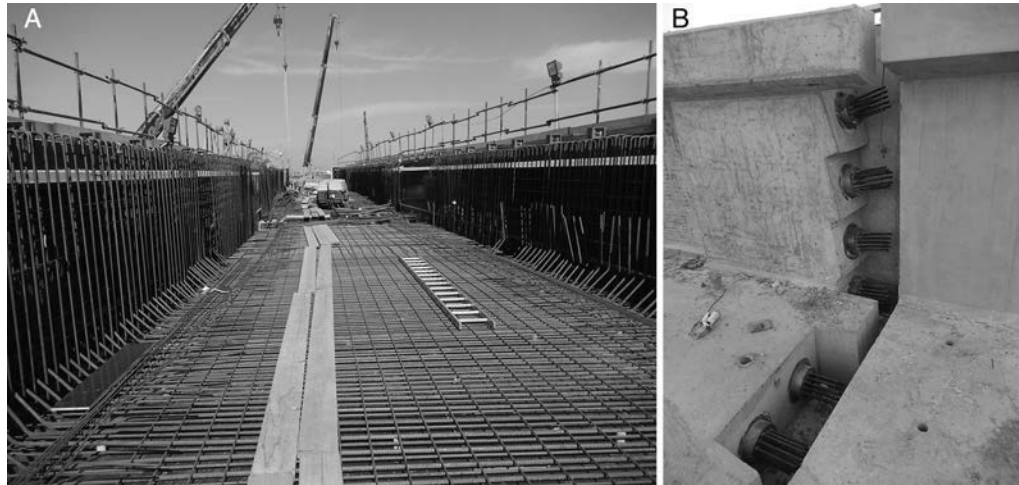


Figura 8. A) Labores de ferrallado. B) Frente de tesado de un puente in-situ.

#### 4. Tableros in situ de canto variable

En aquellos casos donde los vanos prefabricados, de hasta 44 m de luz en los casos continuos, no eran suficiente para salvar los obstáculos, fue preciso el empleo de puentes de mayores luces con secciones transversales más complejas desde el punto de vista geométrico y estructural, puesto que a la sección en forma de U se añadía un cajón cerrado por la parte inferior de la sección de canto variable.

Se han realizado 3 puentes de canto variable:

- 42,0 + 75,0 + 47,0 para vía simple.
- 44,0 + 75,0 + 45,0 para vía simple.
- 33,0 + 58,6 + 50,9 + 37,5 para vía doble.

Como todos los tableros de la línea se encuentran sobre apoyos de neopreno zunchado, fue necesario un cálculo no lineal de interacción vía-estructura para su dimensionamiento por cargas horizontales. Se realizó un modelo de cálculo no lineal de todo el viaducto de la línea y, mediante un proceso iterativo, se definieron los apoyos y se comprobaron todos ellos conforme al Eurocódigo EN 1337 [3] junto con las comprobaciones propias de la vía en tensiones y movimientos relativos [4]. Este cálculo sirvió para ver la necesidad de aparatos de dilatación de vía en el caso de los viaductos continuos largos. En una primera fase de proyecto se tomaron las propiedades no lineales de las fijaciones

acorde a la normativa UIC [5], que supone unas fijaciones muy rígidas para la vía en placa. El resultado fue la necesidad de disponer aparatos de dilatación de vía en los extremos de los 3 puentes de canto variable (y algún otro puente continuo prefabricado mediante dovelas). La presencia del contratista de vía modificó las condiciones y propuso unas fijaciones distintas y más reales, variables en rigidez de unas zonas a otras. En concreto, propuso el empleo generalizado de rigideces con una resistencia al deslizamiento de 7 kN, excepto las 3 primeras fijaciones a cada lado de una junta de tablero que presentaban una resistencia de 10 kN y las zonas de aparatos de vía, con una resistencia de 13 kN (tabla 1). Por tanto, solo en estos casos la rigidez adoptada era coincidente con la que define la UIC de forma general y en todos los demás vanos las fijaciones eran más flexibles. El resultado de este segundo análisis, más real, fue que los aparatos de vía ya no eran necesarios puesto que se cumplían todas las condiciones de vía. Lógicamente, se comprobaron nuevamente todos los apoyos realmente dispuestos, siendo válidos.

Las rigideces indicadas en la ficha UIC 774-3 garantizan que ante la posible rotura del carril, la abertura del mismo esté controlada evitando el descarrilamiento. Por tanto, el empleo de fijaciones más flexibles lleva aparejada la necesidad de comprobar las aberturas esperadas en caso de rotura del carril. Esta comprobación fue llevada a cabo por el contratista de vía.

Tabla 1  
Comparativa de las rigideces de las fijaciones de carril

Origen de los datos	Condición de carga	Resistencia de la vía al deslizamiento [kN/m]		
		En todo el viaducto de forma general	Tres primeras fijaciones a cada lado de una junta de tablero	Aparatos de vía
UIC 774-3 (proyecto)	Vía descargada	40,0	40,0	40,0
	Vía cargada	60,0	60,0	60,0
Contratista de vía (ejecución)	Vía descargada	21,6	30,8	40,0
	Vía cargada	60,0	60,0	60,0



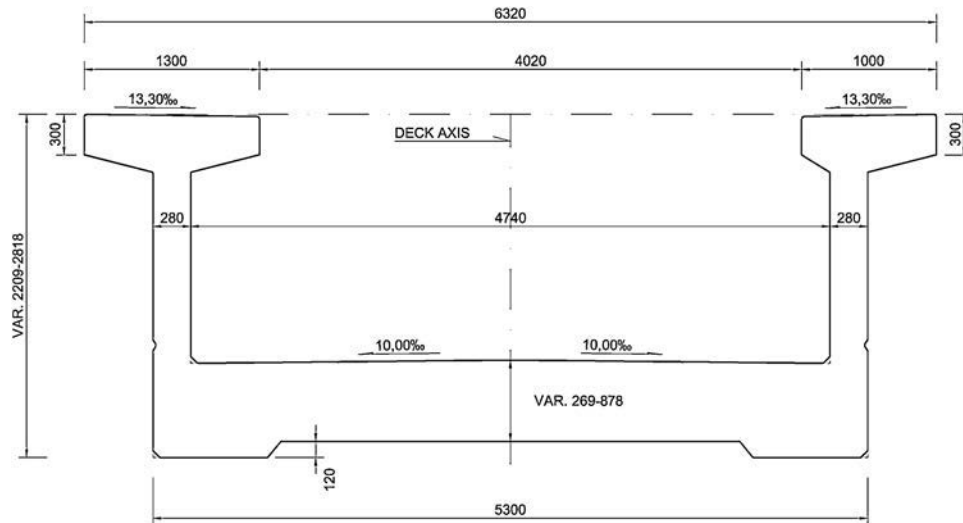


Figura 9. Sección sin cajón descolgado.

#### 4.1. Tableros de vía simple

Los 2 tableros de vía simple son muy similares, tanto en luces como en trazado, inscritos en curvas en planta de 200 m de radio. La sección transversal es de 6,32 m de ancho entre bordes exteriores con una losa inferior de 5,3 m de ancho.

En los extremos presenta 2,20 m de canto con sección en U, manteniendo la continuidad de formas con los vanos adyacentes prefabricados (fig. 9).

Para alcanzar las luces propuestas de 75 m, se descuelga un cajón de 5,3 m de ancho (igual a toda la losa inferior) alcanzando un canto total de 5,8 m (fig. 10).

El comportamiento estructural de la sección transversal se divide en:

- Flexión y cortante: responde con el canto total.
- Torsión: responde con la sección cerrada en cajón, si bien este no tiene todo el canto. En los extremos del puente, donde el cajón descolgado aún no ha aparecido, el comportamiento es el de la sección en U con una torsión no uniforme. Dada la enorme flexibilidad de esta sección frente a torsión y la gran rigidez del cajón, prácticamente toda la torsión de los vanos laterales se concentra en los apoyos intermedios.

Del estudio que se realizó, se concluyó que las fases de construcción marcaban enormemente la distribución final de tensiones. La configuración habitual de construcción vano a vano donde se avanza de un extremo hacia el otro completando un vano más un quinto o un cuarto del siguiente provocaba una

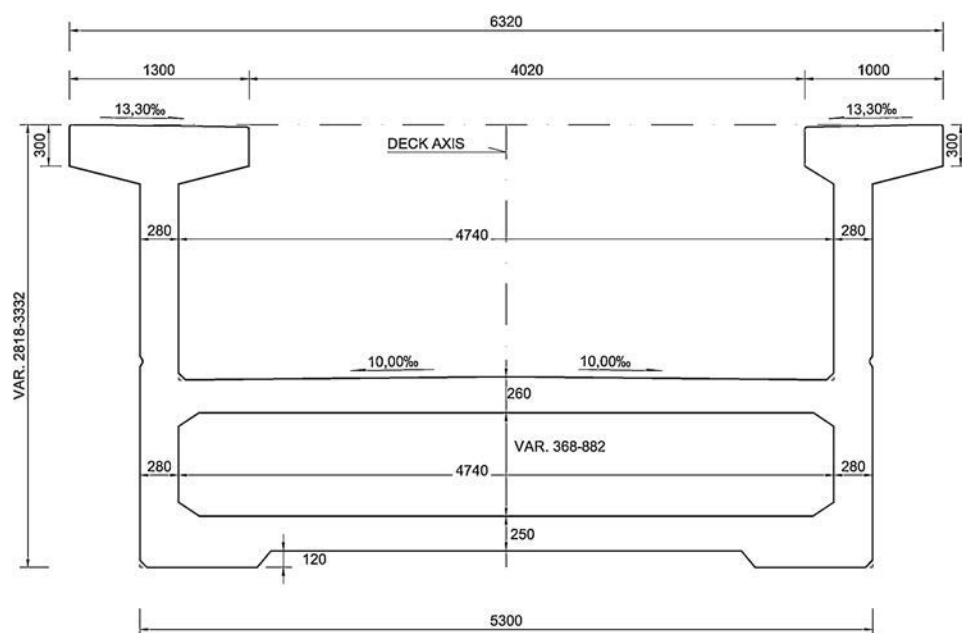


Figura 10. Sección con cajón descolgado.



Figura 11. Vista frontal del puente en construcción.

asimetría en el proceso constructivo que no permitía eliminar las tracciones. Por ello, se optó por una construcción totalmente simétrica, donde en primer lugar se construyeron los vanos laterales y una fracción del vano central, para finalmente construir el resto del vano central. En la Figura 11 se observa cómo están ejecutados los vanos laterales mientras que se está ferrallando el tramo central.

Este esquema dificultaba el pretensado de la última fase, puesto que los únicos frentes de tesado eran los extremos del puente y las cuñas dispuestas en el interior del cajón. El esquema final de pretensado se muestra en la Figura 12.

Se han empleado 4 familias de pretensado, 3 horizontales y una parabólica: de las 3 horizontales, la superior discurre horizontal por las cabezas superiores, la inferior discurre paralela a la cara inferior del tablero (en la losa inferior) y la intermedia discurre horizontal por la tabla media (fig. 13).

La familia parabólica discurre por las almas entre la losa media y las cabezas superiores, adaptándose a la variación del momento flector. Los 4 cables parabólicos en cada alma van de un extremo a otro del puente y presentan un acoplador en la unión de una fase lateral con la fase central: 2 cables se acoplan en la primera junta de construcción y los otros 2 en la segunda junta, de

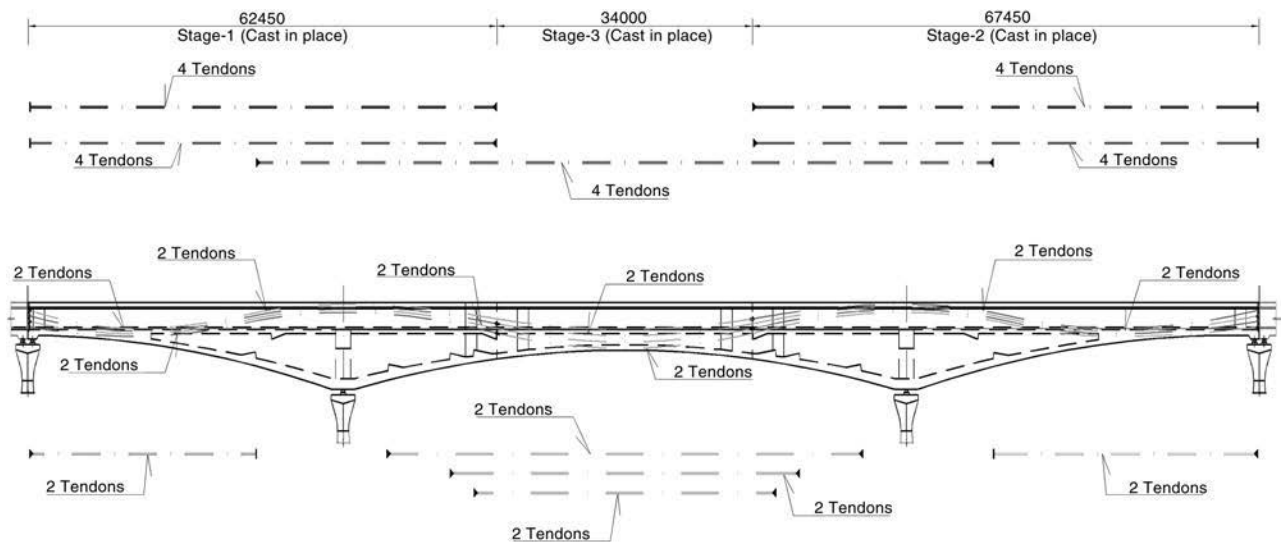


Figura 12. Familias de pretensado.



Figura 13. Cables desde extremo del puente.

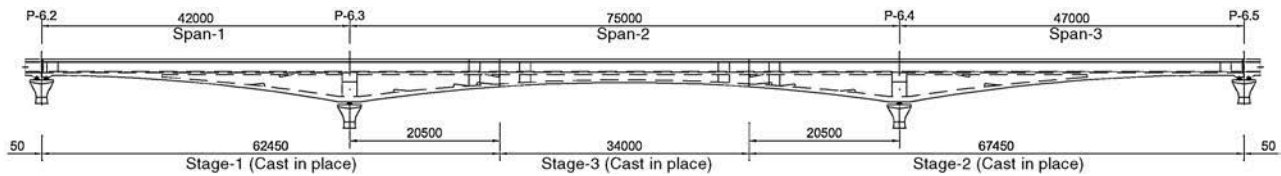


Figura 14. Alzado del modelo de cálculo.

tal forma que en las fases iniciales únicamente se tesan 2 cables de los 4. Este esquema de pretensado, nada trivial, garantiza la ausencia de tracciones en combinaciones frecuentes de servicio, necesarias para el ambiente agresivo en que se encuentra la obra.

#### 4.2. Tableros de vía doble

El cruce de la línea sobre un corredor de servicios obligaba a disponer una luz próxima a 60 m. Con la sección tipo definida de 2,20 m de canto era obviamente imposible de conseguir.

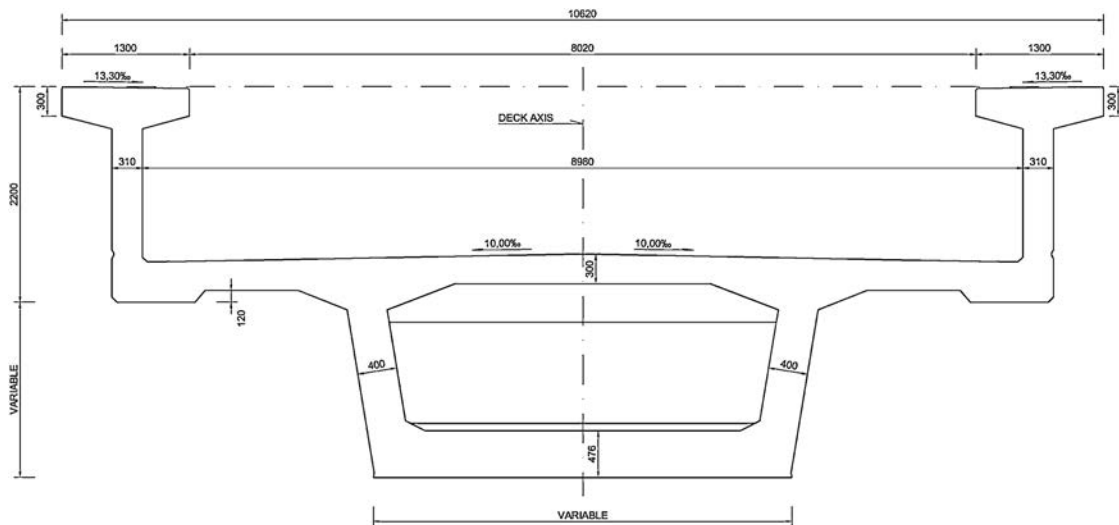


Figura 15. Sección transversal de tablero de doble vía.



Figura 16. Vista inferior mientras el launching gantry atraviesa el tablero.

Para ello, se propuso una sección de canto variable de luces  $33,0 + 58,6 + 50,9 + 37,5$  (fig. 14).

Al ser doble vía, con ancho de tablero de 10,62 m y losa inferior de 9,60 m, era poco recomendable descolgar un cajón de tal ancho pues sería muy pesada. Además, esta estructura cruza por encima de la carretera de Al Matar, de modo que la línea férrea se inserta en la mediana de dicha vía de comunicación y es fuertemente visible. La solución fue descolgar un cajón de 4,40 m de ancho hasta conseguir un canto total de 5,0 m. (fig. 15).

El comportamiento estructural de esta sección híbrida es sumamente complejo, pues depende de la relación de rigideces de los 2 componentes de la sección (fig. 16):

- Flexión y cortante: responde con el canto total de la sección, si bien ello obliga a que la tabla media transmita el rasante desde las almas del cajón a las almas exteriores.
- Torsión: responde por los 2 sistemas presentes: sección cerrada inferior y sección en U superior. La relación entre ellos depende de las dimensiones del cajón inferior, que son variables por la variación de canto.

El estudio del comportamiento estructural se hizo mediante modelos de elementos finitos del puente completo pues el reparto entre ambos mecanismos resistentes varía de un punto a otro al cambiar las dimensiones del cajón inferior (fig. 17).

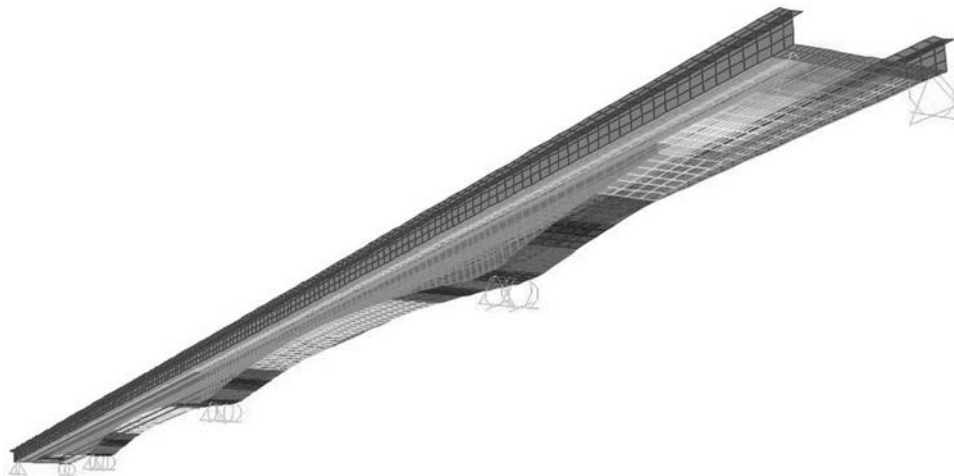


Figura 17. Modelo de elementos finitos.



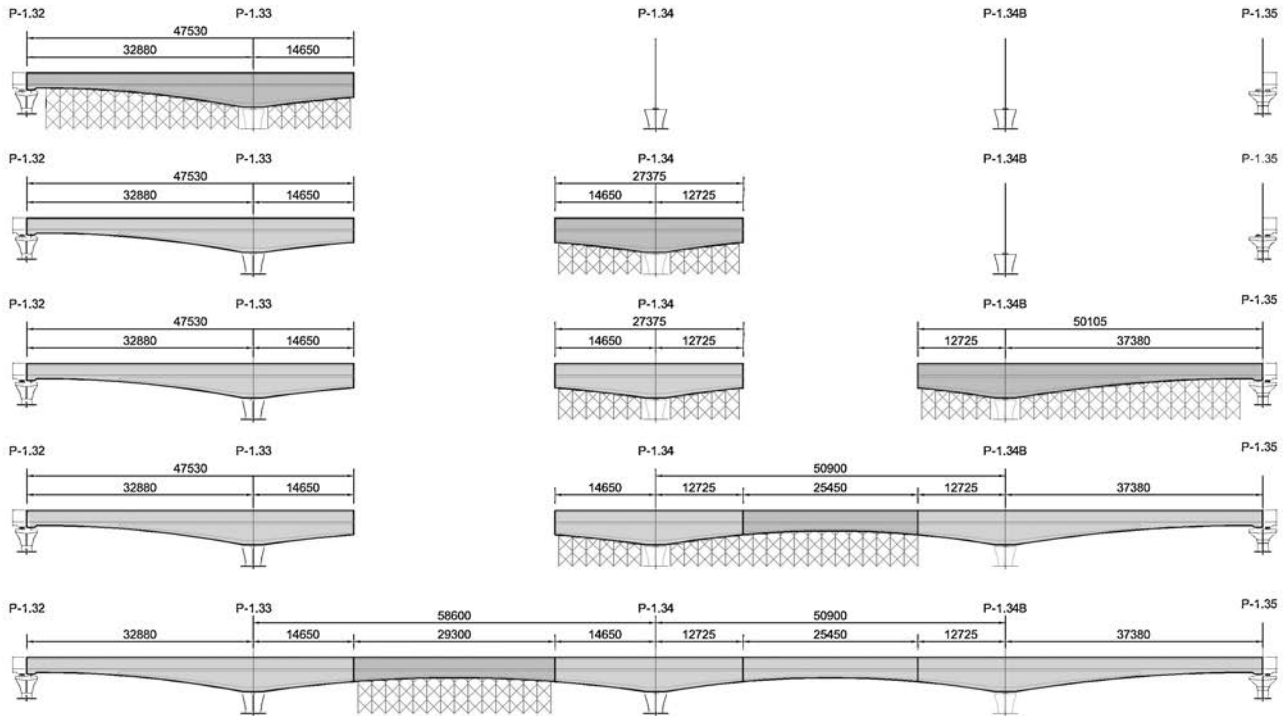


Figura 18. Fases constructivas.

El proceso constructivo siguió las lecciones aprendidas de los tableros de vía simple, donde se buscaba la máxima simetría posible. Las fases se muestran en la Figura 18.

## 5. Conclusiones

Aunque la Línea Roja Sur del Metro de Doha se planteó como una sucesión de vanos tipo de fácil prefabricación, otros condicionantes obligaron a tramos complejos, de ancho variable o a mayores luces. Se optó por economía y tiempo de ejecución en realizar estas estructuras singulares in situ. El reto fue adaptar las formas de los vanos tipo, con secciones en U, a las nuevas estructuras.

La mayor complejidad fueron las secciones de canto variable, híbridas con cajones cerrados inferiores y una parte superior en U, donde la participación de cada mecanismo resistente en la respuesta global de la estructura depende de la relación de rigidez de cada subsistema, siendo estas variables al cambiar el canto de la sección.

## Agradecimientos

Además de los autores del presente artículo, el proyecto ha sido posible gracias a muchas personas de la Sección de Puentes

y Viaductos de SENER, anteriormente EIPSA. En particular, los autores quieren agradecer la colaboración de Francisco José Fernández Corzo, Juliana Fernández, Joao Ribeiro, Joaquim Cardoso y José Ignacio González Esteban. Los autores quieren igualmente agradecer la labor de José Antonio Alvarado, director del proyecto.

## Bibliografía

- [1] J. Revoltós, J. Antón, S. Criado, J.M. Cereceda, M. Palomo, Red Line South. Metro de Doha (Qatar). Estructuras prefabricadas ejecutadas mediante dovelas y método full-span, VII Congreso ACHE, 2017.
- [2] J.I. González, Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas, Jornadas «La vida de los puentes», San Sebastián, 2005.
- [3] Structural bearings. Part 3: Elastomeric bearings. EN 1337-3:2005.
- [4] Eurocode-Basis of structural design. EN 1990:2002 + A1:2005.
- [5] Track/bridge interaction recommendations for calculations. UIC Code 774-3.

# Caracterización del comportamiento en flexión del hormigón reforzado con fibras sometido a impacto

## *Characterisation of the flexural behaviour of fibre reinforced concrete under impact loads*

Gonzalo Sanz-Díez de Ulzurrun Casals<sup>a,\*</sup> y Carlos Zanuy Sánchez<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Ing. de Caminos, C. y P., Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid, Doctorando, Madrid, España

<sup>b</sup> Dr. Ing. de Caminos, C. y P., Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid, Profesor Contratado Doctor, Madrid, España

Recibido el 31 de marzo de 2017; aceptado el 10 de abril de 2017  
Disponible en Internet el 16 de mayo de 2017

### Resumen

El hormigón reforzado con fibras metálicas (SFRC por sus siglas en inglés) ha mostrado su eficacia mejorando las propiedades del hormigón. Una aplicación interesante de dicho material es en las estructuras sometidas a impactos. Con el objetivo de caracterizar las propiedades dinámicas del SFRC se ha llevado a cabo una campaña experimental con una máquina de impactos instalada recientemente en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Politécnica de Madrid. Las probetas ensayadas, reforzadas con distintos tipos de fibras metálicas en diferentes dosificaciones, muestran que las mezclas de SFRC presentan mejores propiedades dinámicas y una sensibilidad a la velocidad de carga diferente que el hormigón convencional.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

*Palabras clave:* Impacto; Energía de fractura; SFRC; Flexotracción; Dinámico; Factor de incremento dinámico (DIF)

### Abstract

Steel-fibre-reinforced concrete (SFRC) has demonstrated its effectiveness in improving concrete properties. An interesting application of this material may be for structures subject to impact loads. An experimental campaign was conducted in order to determine the dynamic properties of SFRC, with a drop weight testing machine recently installed in the UPM Structures Laboratory. The tested specimens, reinforced with different types of steel fibres and fibre content, showed that SFRC mixes have improved mechanical properties and a strain-rate sensitivity different than that of plain concrete.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

*Keywords:* Impact; Fracture energy; SFRC, Flexure; Dynamic; Dynamic increase factor (DIF)

## 1. Introducción

Las cargas accidentales causadas por catástrofes naturales o por acciones humanas, deliberadas o no, están captando

una atención especial, aumentando la concienciación sobre la necesidad de incrementar la seguridad estructural en dichas situaciones. Entre estas cargas pueden resultar especialmente dañinos los impactos de cuerpos rígidos a velocidades moderadas. Estas acciones dinámicas de naturaleza impulsiva están caracterizadas por cargas máximas elevadas, velocidades de deformación considerables y grandes cantidades de energía liberada. Las estructuras de hormigón son especialmente sensibles a estas acciones dinámicas, frente a las que presentan una

\* Autor para correspondencia.  
Correo electrónico: g.ulzurrun@caminos.upm.es  
(G. Sanz-Díez de Ulzurrun Casals).

tendencia a desarrollar una rotura de tipo frágil, por cortante o punzonamiento [1,2]. Un modo interesante de mejorar la resistencia a impacto de las estructuras de hormigón es aumentar su capacidad de absorción de energía mediante la adición de fibras. Sin embargo el comportamiento dinámico del hormigón reforzado con fibras (*fibre-reinforced concrete* [FRC]) no está bien definido, siendo necesaria una adecuada caracterización para poder utilizarla debidamente a nivel estructural. La investigación experimental es fundamental de cara a dicha caracterización.

La investigación presentada en este artículo trata sobre el comportamiento a impacto del hormigón reforzado con fibras de acero (*steel-fibre-reinforced concrete* [SFRC]). Se ha realizado una campaña experimental en probetas prismáticas sin entallar, comprendiendo dos tipos de fibras (recta y con anclajes), dos dosificaciones volumétricas (0,5 y 1%) y una serie complementaria de probetas de hormigón en masa convencional (HM) como referencia. Las probetas se ensayaron bajo condiciones cuasi-estáticas y de impacto. Para estos últimos ensayos se ha utilizado una máquina de impactos bien instrumentada, instalada recientemente en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Este estudio forma parte de una campaña experimental más amplia. Los resultados de esta investigación completan los de otro estudio previo [3].

## 2. Metodología experimental

### 2.1. Descripción de los ensayos

La campaña experimental comprende 25 ensayos realizados sobre probetas de hormigón sin armadura. Cuatro de las probetas se ejecutaron con HM, mientras que las 21 probetas restantes son de SFRC. En total se ensayaron 5 series diferentes, de las cuales 4 comprenden diferentes tipos de SFRC, tal y como se muestra en la tabla 1. Estos se fabricaron con dos tipos de fibras, rectas o con anclaje, con distintas dosificaciones, 1,0% y 0,5%, para cada tipo de fibra. Para cada una de las series se ensayó una

Tabla 1  
Lista de series y sus características

Serie	Fibra	Dosificación, Vf (%)	Resistencia a compresión, $f_c$ (MPa)	Resistencia a tracción indirecta, $f_{ct}$ (MPa)
HM-0.0	–	–	48,5	4,8
FA-0.5	Anclaje	0,5%	61,4	6,7
FR-0.5	Recta	0,5%	64,0	5,4
FA-1.0	Anclaje	1,0%	61,3	6,8
FR-1.0	Recta	1,0%	64,7	6,4

probeta bajo condiciones cuasi-estáticas, como referencia, y el resto de las probetas se ensayaron con una máquina de impactos instalada recientemente en el Laboratorio de Estructuras de la UPM, mostrada en la figura 1b. Esta máquina deja caer una masa rígida en caída libre, con una capacidad de impacto de hasta 3,92 kJ, pudiendo variarse tanto la masa como la altura de caída.

La geometría de todas las probetas es idéntica: son probetas prismáticas sin entallar, tal y como se muestra en la figura 1a. Las dimensiones de estas son 600 \* 150 \* 150 mm, y se ensayan en flexión en 3 puntos, con una luz entre apoyos de 500 mm.

En los ensayos cuasi-estáticos se aplica la carga en centro de vano (CDV) con un gato hidráulico con control de desplazamientos, impuestos a un ritmo de 0,1 mm/s. La carga aplicada se midió con una célula de carga integrada en el gato. La instrumentación en las probetas consistió en un transformador diferencial de variación lineal (*linear variable differential transformer* [LVDT]) midiendo la flecha en CDV respecto a los apoyos, otro LVDT midiendo la apertura de la fisura en CDV, y una galga junto a la cara superior del CDV (a 14,1 mm de la cara superior y a 47 mm del CDV), evitando su fallo durante la propagación de la fisura.

En los ensayos a impacto, las probetas se disponen con los apoyos a la misma luz, pero fijando tanto en la cara inferior como en la superior evitando el rebote tras el impacto. Una

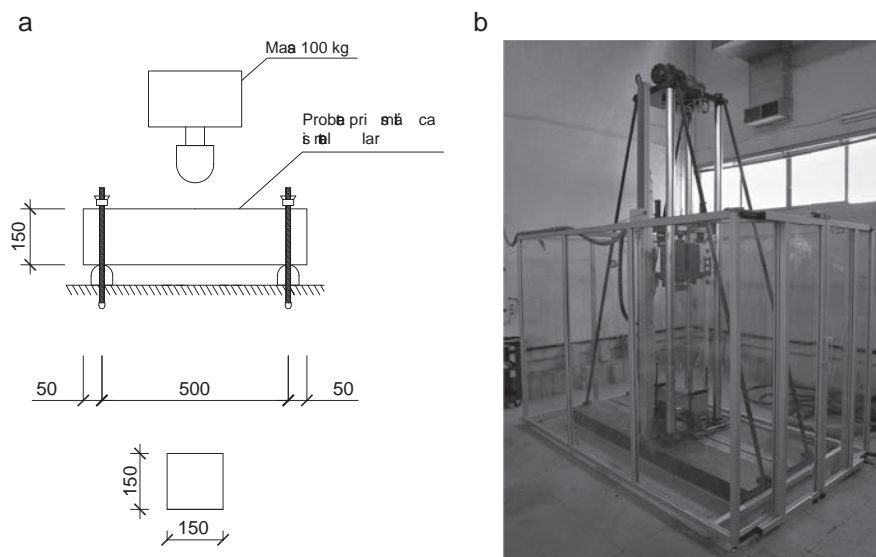


Figura 1. Detalles de los ensayos: a) configuración del ensayo; b) vista general de la máquina de impactos en el laboratorio (dimensiones en milímetros).

masa en caída libre de 100 kg se desprende sobre el CDV desde alturas comprendidas entre 500 y 1.750 mm, alcanzando velocidades de 3,1 y 5,9 m/s, respectivamente. Por su parte, los apoyos y la cabeza de impacto de la masa son cilíndricos de 58 mm de diámetro. Para evitar el levantamiento de las probetas durante el impacto se disponen unas abrazaderas. En caso de ser excesivamente rígidas, estas abrazaderas pueden modificar los mecanismos de fallo al generar registros con reacciones parásitas. Se evitaron estas reacciones parásitas en los apoyos mediante la disposición un elemento tipo *foam* entre la probeta y las abrazaderas, como se ha descrito detalladamente en [3].

En estos ensayos se registraron las reacciones en ambos apoyos, la fuerza de impacto en CDV y la aceleración vertical en el centro vano a una frecuencia de muestreo de 40 kHz. Los desplazamientos del CDV se calcularon mediante la doble integración de la aceleración medida. Las deformaciones se midieron con una galgas extensométricas dispuestas del mismo modo que en el ensayo cuasi-estático. La máxima velocidad de muestreo alcanzada para las galgas fue de 9,6 kHz. La velocidad de deformación se obtuvo mediante la derivación de las deformaciones medidas.

## 2.2. Caracterización de los materiales

En todas las mezclas se utilizó cemento ordinario Portland I 42.5 R/SR (375 kg/m<sup>3</sup>). El amasado se realizó con un ratio agua/cemento de 0,42. Se emplearon áridos silíceos con tamaño máximo de 12,5 mm, filler calizo y superplastificante Viscocrete 20HE. Para el SFRC se utilizaron fibras rectas y con anclaje, con un límite elástico de 3.000 y 1.200 MPa, respectivamente. La cantidad de fibras dispuesta fue de 39 y 79 kg/m<sup>3</sup> para las proporciones volumétricas del 0,5 y del 1,0%, respectivamente. Las fibras rectas eran Dramix OL 10/.16 con un ratio de esbeltez de 62,5 (diámetro de 0,16 mm y longitud de 10 mm). Por su parte, las fibras con anclaje eran Dramix 3D 60/0,75 con un ratio de esbeltez de 80 (diámetro de 0,75 mm y longitud de 60 mm). Las resistencias medias a compresión y a tracción indirecta (ensayo brasileño) sobre probetas cilíndricas (150 × 300 mm) a la edad de los ensayos se muestran en la tabla 1.

Tabla 2

Resumen de resultados de los ensayos cuasi-estáticos

Serie	Resistencia flexotracción (MPa)	Energía de fractura (kJ/m)
HM-0.0	5,2	0,28
FA-0.5	6,8	6,75
FR-0.5	7,8	1,85
FA-1.0	11,1	9,04
FR-1.0	9,5	4,39

## 2.3. Resultados experimentales

Los resultados de los ensayos, tanto cuasi-estáticos como dinámicos, se estudiarán en términos de tensión equivalente y de la energía de fractura. Ambos términos se han obtenido de los diagramas fuerza-flecha en CDV, equivalentes al mostrado en la figura 2a. La tensión equivalente se ha obtenido como la resistencia a flexotracción del hormigón correspondiente a la carga de colapso registrada, suponiendo que los esfuerzos en rotura son similares a los cuasi-estáticos. La energía de fractura se ha obtenido como el área comprendida bajo las curvas fuerza-flecha en CDV dividido por área de la sección fisurada. Como fuerza se ha asumido la suma de ambas reacciones, puesto que para los ensayos dinámicos resulta más conveniente que la carga de impacto para comparar la resistencia cuasi-estática y dinámica, de acuerdo con estudios previos [2,4,5], ya que así se elimina el efecto de las fuerzas de inercia.

En la tabla 2 se muestra la tensión equivalente que proporciona la resistencia a flexotracción y la energía de fractura de los ensayos cuasi-estáticos de flexión en 3 puntos. Las probetas fallaron por la formación de una sola fisura en CDV. En las fisuras se observaron la rotura de áridos. No se encontraron fibras rotas, y en el caso de las fibras con anclaje se constató que se desarrolló completamente el arrancamiento, al observarse los anclajes enderezados.

En los ensayos de impacto se produjo la rotura de la probeta por el desarrollo completo de una fisura vertical en CDV. En el análisis de las superficies de fallo se observaron rotura de áridos en todos los casos. En general se observaron algunas pocas roturas de fibras; sin embargo, la distribución de estas indica

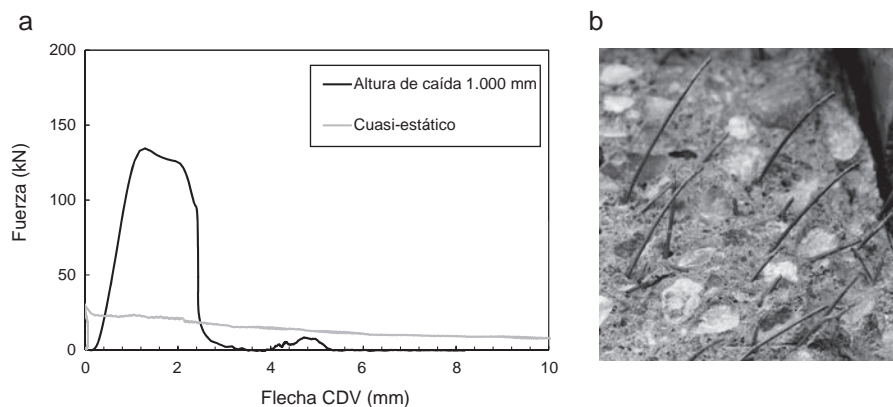


Figura 2. a) Comparación de diagramas fuerza-flecha CDV de ensayo de impacto y cuasi-estático para probeta serie FA-0.5; b) detalle de fibras con anclaje rotas y arrancadas.

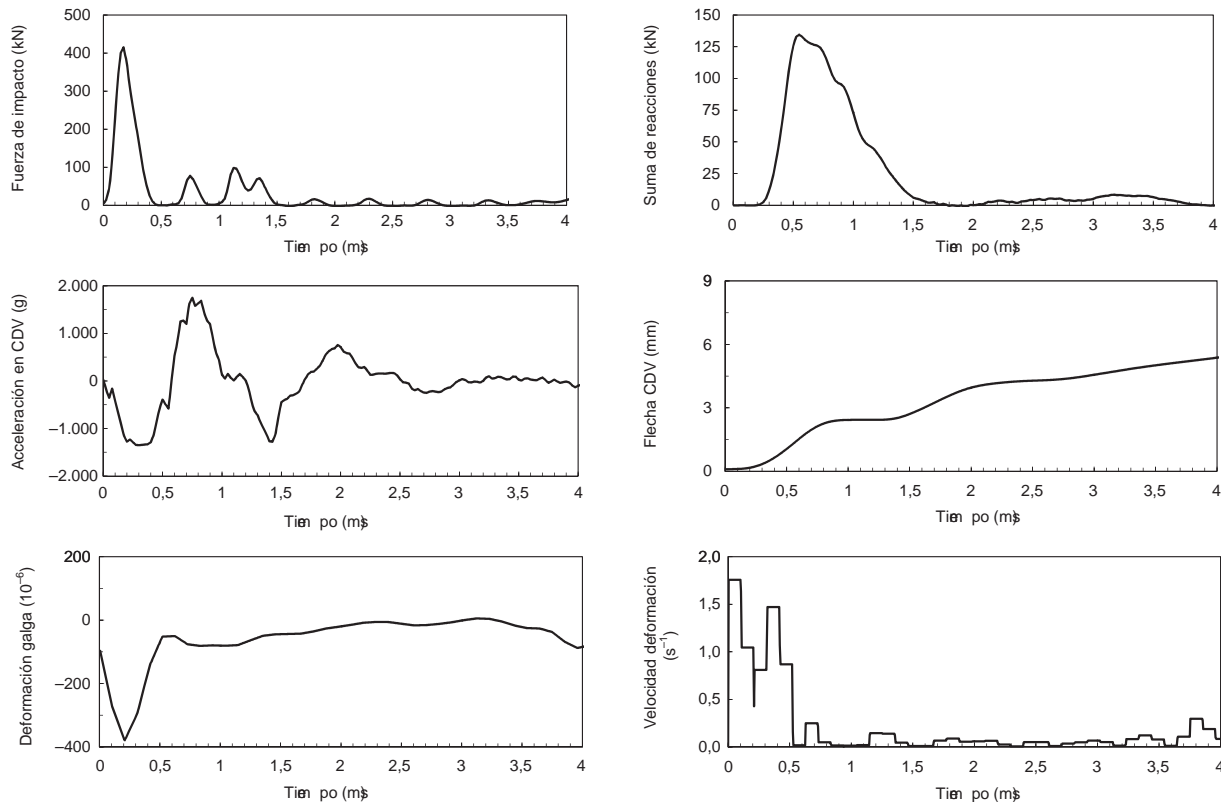


Figura 3. Ensayo de impacto serie FA-0.5 (altura de caída 1,00 m): registros en el tiempo.

que por lo general su rotura depende del tipo de fibra utilizado. En el caso de las fibras rectas se observaron muy pocas roturas. En las fibras con anclaje, aunque la mayor parte de las fibras no se rompieron, mostrando su anclaje enderezado, se observaron algunas roturas de fibras, tal y como se muestra en la figura 2b. Además, también se observó la influencia de la velocidad de carga en el incremento de las roturas de fibras.

En la figura 3 se muestran los registros a lo largo del tiempo de un ensayo de impacto típico. En este caso la probeta ensayada pertenece a la serie FA-0.5 y fue sometida a un impacto desde una altura de 1,00 m. En el momento en el que comienza el impacto se produjo un aumento muy pronunciado de la carga en CDV, presentando un pico muy elevado. La suma de las reacciones presentó un pico menor y un aumento menos abrupto que la fuerza de impacto, que consiste en una onda de menor frecuencia. Se confirmó un desfase de 0,25 ms entre el comienzo del impacto y de las reacciones, tal y como ha observado en otros estudios [6]. Según los autores, este desfase se debe al tiempo que tarda la onda de choque en alcanzar los apoyos desde el punto de impacto y la presencia de pequeños huecos entre el apoyo y la probeta.

En la figura 2a se muestra el diagrama fuerza-flecha en CDV del caso discutido en el párrafo anterior (probeta de la serie FA-0.5 sometida a impacto desde una altura de 1,00 m) y su correspondiente caso cuasi-estático. En general estas curvas están formadas por una rama de carga ascendente hasta alcanzar la resistencia máxima y una rama de ablandamiento posterior.

Los resultados extraídos de estos ensayos, tensión de pico equivalente y energía de fractura, se muestran en la figura 4, en

función de la altura de caída en el impacto. En cada uno de los gráficos se muestran los resultados para un solo tipo de fibra en diferentes dosificaciones (0,5 y 1,0%), además de los resultados de la serie de HM. Se observa que por lo general tanto la tensión de pico equivalente como la energía de fractura de las probetas aumenta con la altura de caída. No obstante, este crecimiento no se produce del mismo modo en todos los casos. Las probetas de HM presentan un gran aumento de sus propiedades mecánicas según aumenta la altura de caída, alcanzando una tensión de pico equivalente cercana a 20 MPa y una energía de fractura superior a 8 kN/m. Es destacable que en los ensayos de impacto con una altura de caída mayor a 1.000 mm no se observa aumento de las propiedades mecánicas.

En el caso de las fibras con anclaje se observa un crecimiento de la tensión de pico equivalente según se incrementa la altura de caída, llegando hasta casi 55 MPa para una altura de caída de 1,750 mm con un contenido en fibras del 1,0%. La energía de fractura también aumenta junto a la altura de caída, pero no tan evidente y monótonamente como el crecimiento de la tensión de pico equivalente, incluso existiendo casos aislados en los que se produce un decremento de esta. No obstante, cabe destacar que se alcanzan valores altos de energía de fractura sobrepasando 20 kN/m.

Las fibras rectas también aumentan sus propiedades mecánicas junto con la altura de caída. Sin embargo, presentan un comportamiento más irregular que las fibras con anclaje, observándose más casos en los que se producen decrementos tanto de la tensión de pico equivalente como en la energía de fractura, según aumenta la altura de caída. La tensión de pico equivalente



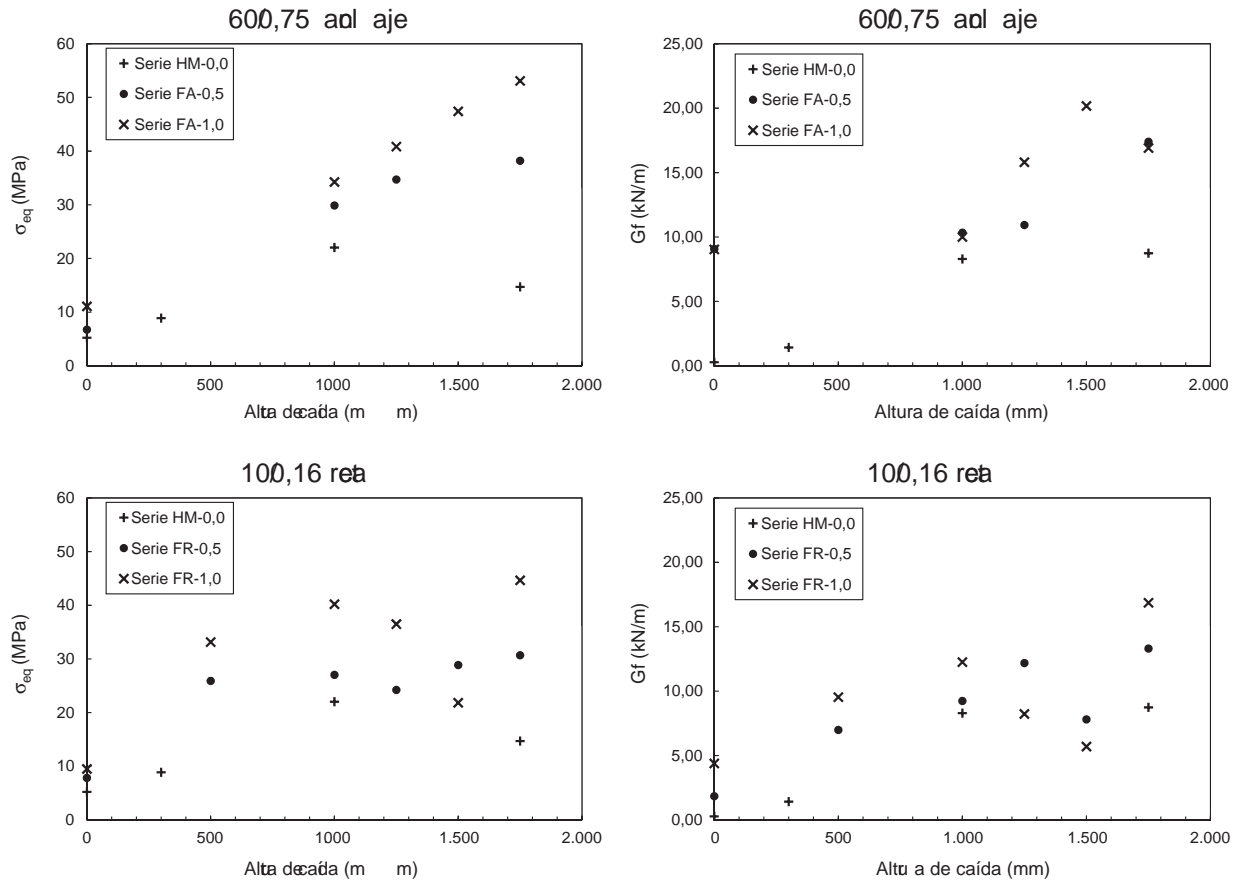


Figura 4. Resultados de la campaña experimental en términos de tensión equivalente ( $\sigma_{eq}$ ) y energía de fractura ( $G_f$ ) en función de la altura de caída del proyectil.

sobrepasa los 40 MPa y la energía de fractura casi alcanza los 18 kN/m en la serie FR-1.0.

### 3. Análisis de los resultados

Con los datos tensión de pico equivalente y energía de fractura (fig. 4) se puede establecer una comparación entre las series ensayadas. Es simple observar que los SFRC estudiados mejoran las prestaciones del HM en las dosificaciones estudiadas. Se observa un incremento significativo tanto de la tensión de pico equivalente como de la energía de fractura. Concretamente, entre las series de SFRC destacan las prestaciones de la serie FA-1.0 (hormigón reforzado con un 1,0% de fibras con anclaje) tanto en régimen dinámico como en régimen cuasi-estático. Las fibras rectas también incrementan las prestaciones del hormigón de una manera notable, aunque presentan un comportamiento más irregular que las fibras con anclaje y unas prestaciones más reducidas. Esto puede deberse a su reducida longitud, que frente a aperturas de fisura crecientes su anclaje es más incierto, ya que según ciertos autores [7,8] estas son especialmente efectivas cosiendo microfisuras, más que controlando la apertura de macrofisuras.

En términos de la dosificación, las series que mejor comportamiento presentan frente a impacto, por lo general, son las que tienen un 1,0% de contenido volumétrico de fibras. Las prestaciones que ofrecen las series con un 0,5% de contenido volumétrico

de fibras representa, por lo general, el comportamiento promedio entre las series con un 1% de contenido en fibras y el HM.

Como se ha discutido previamente, bajo condiciones de impacto el hormigón y el SFRC suelen mostrar una resistencia y una energía de fractura mayor que en condiciones cuasi-estáticas, tal y como sugieren la figura 2a y la figura 4. Un modo interesante y muy extendido de comparar ambas situaciones puede ser a través del uso de un factor de incremento dinámico (DIF). Los resultados de los ensayos cuasi-estáticos son tomados como referencia para calcular el DIF. También puede resultar interesante la obtención del DIF de la energía de fractura mediante un procedimiento similar.

El DIF de la resistencia máxima depende de la contribución de cada uno de los mecanismos de rotura movilizados durante el colapso de las probetas. En el caso de la resistencia a flexión de las probetas de hormigón, está determinada por la resistencia a compresión y la resistencia a tracción del hormigón. El DIF de cada uno de estos mecanismos ha sido estudiado por diversos autores en términos de la velocidad de deformación [9–12]. Puesto que los valores del DIF para cada uno de estos mecanismos son diferentes, es previsible que el DIF global difiera respecto a las formulaciones existentes. Entre las series estudiadas hay probetas de SFRC, por lo que podemos esperar una influencia de la velocidad de deformación diferente que en el HM debido a los mecanismos que influyen en el arrancamiento de las fibras [13]. Para ciertos mecanismos ya se ha caracterizado su sensibilidad a la velocidad, como el límite elástico del

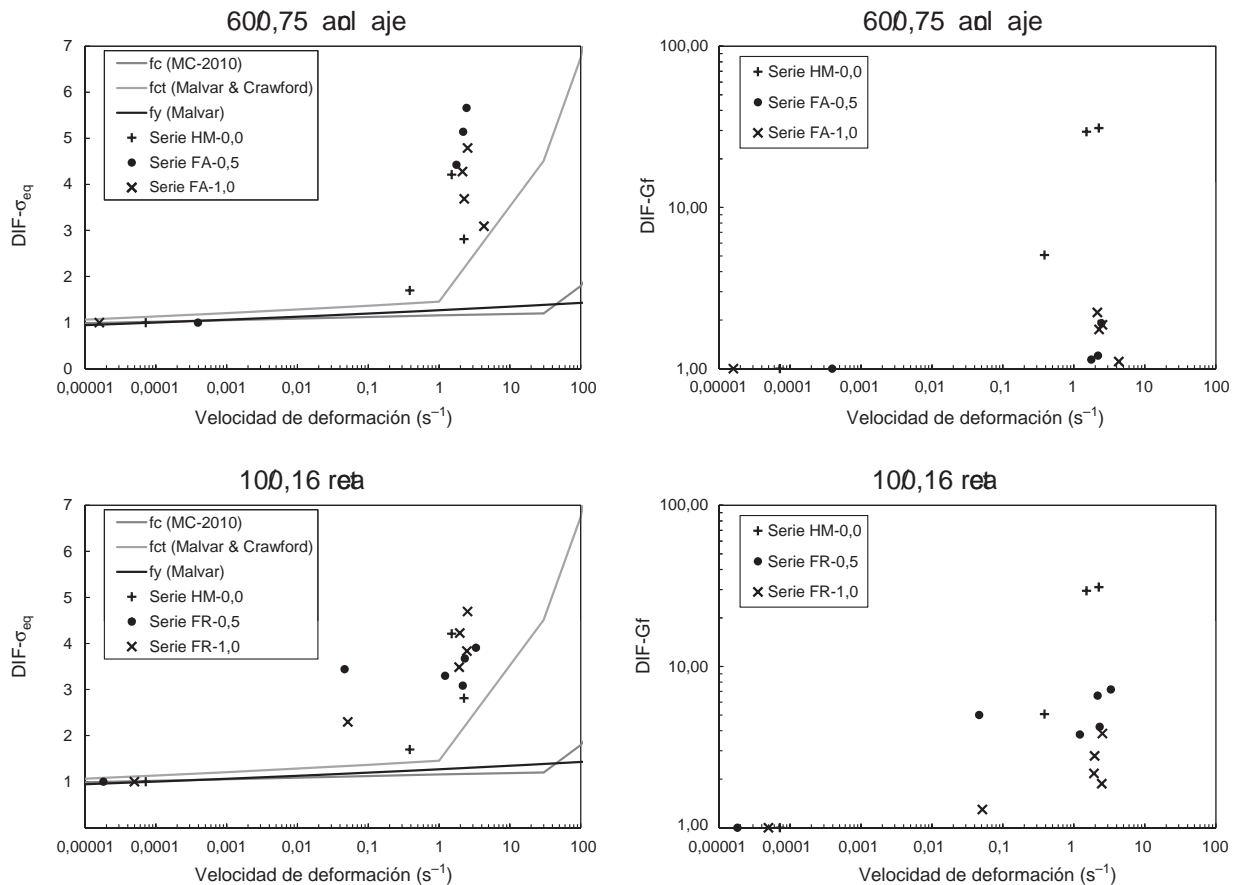


Figura 5. DIF de la resistencia ( $\sigma_{eq}$ ) y de la energía de fractura ( $G_f$ ) en función de la velocidad de deformación.

acero [14], pero hay otros de los que todavía se desconoce su sensibilidad, como la adherencia matriz-fibra.

Con los datos previos se puede establecer una comparación entre el DIF, tanto de resistencia como de energía de fractura, para las diferentes series en función de la velocidad de deformación. De cara a entender mejor el comportamiento dinámico puede ser interesante comparar dichos resultados con las formulaciones existentes. Las formulaciones de DIF de resistencia máxima más extendidas para hormigón y acero son las de Malvar [11,14] y la del Código Modelo 2010 [10]. El DIF de la energía de fractura no tiene una formulación comúnmente aceptada. Las formulaciones existentes y el DIF se muestran en la figura 5. Se observa una alta sensibilidad a la velocidad en el DIF de ambos parámetros. Se ha obtenido un DIF para la resistencia comprendido entre 2,0 y 6,0 para las series de SFRC, y algo menor para la serie de HM. Sin embargo, el DIF de la energía de fractura ha destacado en la serie de HM, estando comprendido entre 4,0 y 30,0, siendo bastante menores en las series de SFRC, entre 1,0 y 7,0.

Estudiando los valores teóricos del DIF de resistencia dentro del rango de velocidades de deformación de los ensayos de impacto (generalmente mayores que  $1 s^{-1}$ ) se puede llegar a dos conclusiones que a priori parecen ciertas. Puesto que el DIF de la resistencia a tracción es mayor que el de compresión, resulta lógico que el DIF en flexión sea menor que en tracción. En el caso del SFRC, siendo el DIF del acero menor que el del hormigón, resulta asimismo lógico que el DIF del SFRC sea menor que el

de HM. Sin embargo, ninguna de estas afirmaciones se cumple de acuerdo a los resultados presentados en este artículo y en otros estudios [6,15,16]. Una explicación a ambos fenómenos puede ser debida a la diferencia entre el comportamiento uniaxial y el comportamiento a flexión, y a que el efecto tamaño —muy importante en flexión— difiera en régimen dinámico del estático, como han descrito ciertos autores [17–19]. Así mismo se ha observado que el tipo de fibra tiene cierta influencia, puesto que las fibras rectas aumentan su DIF de resistencia máxima junto con el contenido de fibras, al contrario de las fibras con anclaje, cuyo DIF máximo es con 0,5% de contenido en fibras.

Analizando el DIF de la energía de fractura se observa como disminuye junto con el aumento del contenido de fibras. Este resultado es acorde a otros estudios en la literatura [20] que proponen un modelo analítico para estudiar el comportamiento dinámico del SFRC. El SFRC es un material pseudodúctil con gran capacidad de absorción de energía, gracias a la capacidad que tienen las fibras durante su arrancamiento de transmitir tensiones a través de las fisuras, incluso con aperturas considerables. Los mecanismos de adherencia son los que gobiernan el proceso de arrancamiento. Se ha descrito [20] que la influencia de la velocidad de carga en los mecanismos de adherencia es menor que en el hormigón en tensión, por lo cual el SFRC tendrá unas propiedades mecánicas menos dependientes de la velocidad que en el caso del HM, especialmente en términos de energía de fractura, donde el hormigón presenta un DIF mucho más elevado que el correspondiente a la resistencia, y su contribución

a la energía de fractura global de SFRC es poco determinante. Esto explica que la diferencia en el DIF de la energía de fractura entre las series de SFRC y el HM sea tan llamativa, y que el DIF sea mayor en las series con menos fibras.

Así mismo, también se observan divergencias entre los diferentes tipos de fibras. Las fibras con anclajes presentan DIF de energía de fractura especialmente bajos. Según Zanuy et al. [20], el arrancamiento de estas las fibras está muy influenciado por el proceso de enderezamiento del anclaje, gracias al cual se alcanzan tensiones muy altas en las fibras. Sin embargo, dichas tensiones pueden resultar dañinas según se incrementa la velocidad de carga. El hormigón mejora sus propiedades mecánicas con la velocidad de carga considerablemente más que el acero. Esto puede producir, bajo condiciones dinámicas, incrementos considerables de la tensión en las fibras durante su arrancamiento que lleguen a superar a la resistencia del acero, produciéndose roturas de fibras durante el arrancamiento. Esto explica las diferencias del DIF de la energía de fractura entre los distintos tipos de fibras. En la figura 2b se observa como ciertas fibras se han roto, presentando en el extremo una forma de cuello de botella, mientras que otras presentan en el extremo el anclaje enderezado, sugiriendo que se han arrancado. Dicha variabilidad del modo rotura de las fibras, dentro de la misma probeta, puede explicarse por las diferentes orientaciones de esas fibras y las diversas longitudes de anclaje en el arrancamiento.

Hay que remarcar que la energía de fractura es un parámetro más objetivo que la resistencia a flexotracción, en cuanto a influencia del efecto tamaño, por lo que parece lógico que la evolución del DIF de la energía de fractura sea más fácilmente explicable que el DIF de la resistencia a flexión. Así, de cara a futuros trabajos, puede resultar más interesante comparar los resultados experimentales con modelos de arranque de fibras en términos de la energía de fractura, en vez de la resistencia, evitando las incertidumbres asociadas al efecto tamaño.

#### 4. Conclusiones

En este artículo, cuyo contenido forma parte y completa un estudio más amplio [3], se presentan los resultados experimentales de 25 probetas sin armadura de HM y SFRC, bajo diferentes velocidades de carga. Específicamente se ha estudiado el comportamiento del SFRC a flexión en 3 puntos en términos de resistencia a flexotracción y energía absorbida, indagando en su dependencia de las diferentes velocidades de carga.

Tanto la resistencia a flexotracción como la energía de fractura del hormigón han mostrado un aumento muy significativo con la adición de fibras. También se ha observado un incremento de estos valores con una mayor dosificación de las fibras. En general se ha mostrado que estos términos son sensibles a la velocidad de carga tanto en el HM como en el SFRC.

El estudio muestra un incremento dinámico de la resistencia a flexotracción muy elevado, especialmente en las probetas de SFRC. Sin embargo, las fibras con anclaje muestran menor DIF con dosificaciones más elevadas, siendo al contrario en las mezclas con fibras rectas. Es destacable que en todos los casos se supera el DIF teórico de tracción uniaxial del hormigón, probablemente debido al efecto tamaño de los ensayos.

La presencia de fibras aumenta la energía de fractura de las mezclas, pero el DIF correspondiente ha resultado ser menor respecto al HM, posiblemente debido a que los mecanismos que gobiernan el arrancamiento son menos sensibles a la velocidad de carga que el hormigón. En el caso de las fibras con anclaje, han mostrado un DIF muy bajo, ya que con velocidades de carga crecientes tiende a producirse un mayor número de roturas.

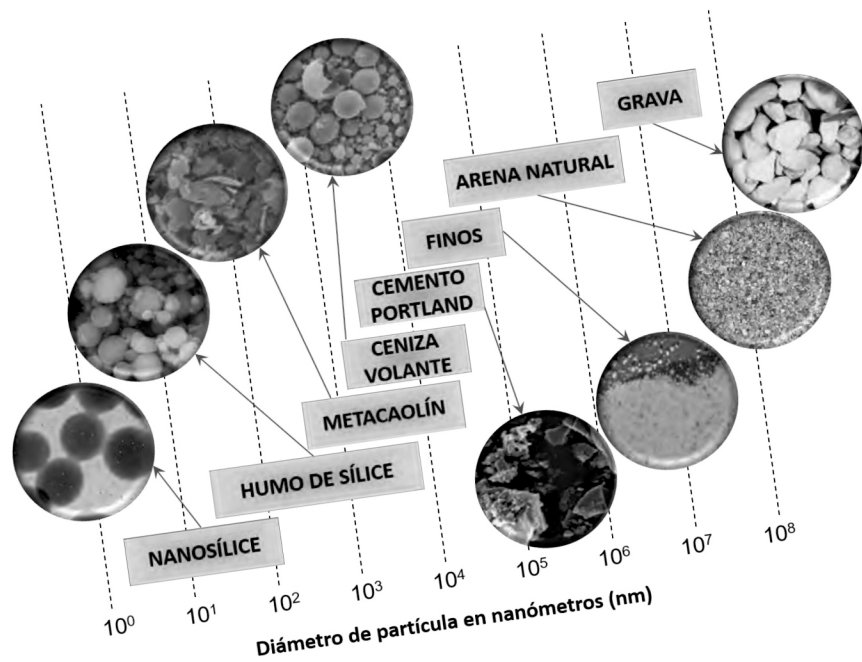
#### Agradecimientos

Se agradece el apoyo financiero recibido por parte del Ministerio de Economía y Competitividad (Ref. BIA2012-30998), así como al programa para los grupos de investigación de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Asimismo, los autores desean expresar su gratitud a Bekaert por proporcionar amablemente las fibras utilizadas en esta investigación.

#### Bibliografía

- [1] S. Saatci, F.J. Vecchio, Effects of shear resisting mechanisms on impact behavior of reinforced concrete beams, *ACI Struct. J.* 106 (2009) 78–86.
- [2] K.H. Kishi, H. Mikami, K.G. Matsuoka, T. Ando, Impact behavior of shear-failure type RC beams without shear rebar, *Int. J. Impact Eng.* 27 (2002) 955–968.
- [3] G. Ulzurrun, C. Zanuy, Flexural response of SFRC under impact loading, *Constr. Build. Mater.* 134 (2017) 397–411.
- [4] S.M. Soleimani, N. Banthia, A Novel Drop Weight Impact Setup for Testing Reinforced Concrete Beams, *Exp. Techniques.* 38 (3) (2014) 72–79.
- [5] N. Banthia, S. Mindess, A. Bentur, M. Pigeon, Impact Testing of Concrete Using a Drop-Weight Impact Machine, *Exp. Mech.* 29 (1) (1989) 63–69.
- [6] X.X. Zhang, A. Abdelazim, G. Ruiz, R. Yu, Fracture behavior of steel fibre-reinforced concrete at a wide range of loading rates, *Int. J. Impact Eng.* 71 (2014) 89–96.
- [7] A.M. Brandt, Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering, *Compos. Struct.* 86 (2008) 3–9.
- [8] G. Tiberti, F. Minelli, G.A. Plizzari, F.J. Vecchio, Influence of concrete strength on crack development in SFRC members, *Cement Concrete Comp.* 45 (2014) 176–185.
- [9] CEB-FIP, Model Code 90, Thomas Telford, Londres, 1993.
- [10] FIB, Model Code for Concrete Structures 2010, Ernst & Sohn, Londres, 2013.
- [11] L.J. Malvar, J.E. Crawford, Dynamic Increase Factors for Concrete, 28th DDESB Seminar, Orlando (EE.UU.) (1998) 1–11.
- [12] L.J. Malvar, C.A. Ross, Review of strain rate effects for concrete in tension, *ACI Mater. J.* 95 (6) (1998) 735–739.
- [13] Y. Zhan, G. Meschke, Analytical model for the pullout behavior of straight and hooked-end steel fibers, *J. Eng. Mech.-ASCE.* 140 (12) (2014) 800–806.
- [14] L.J. Malvar, Review of static and dynamic properties of steel reinforcing bars, *ACI Mater. J.* 95 (5) (1998) 609–616.
- [15] V.S. Gopalaratnam, S.P. Shah, Properties of steel fiber reinforced concrete subjected to impact loading, *J. Am. Concrete I.* 83 (1986) 117–126.
- [16] A.E. Naaman, V.S. Gopalaratnam, Impact properties of steel fibre reinforced concrete in bending, *Int. J. Cem. Compos. Lightweight Concr.* 5 (1983) 225–233.
- [17] J. Zhou, X. Chen, S. Wu, H. Chen, Experimental study of size effect on static/dynamic flexural-tensile strength of three-graded concrete, *Adv. Sci. Lett.* 4 (2011) 958–962.
- [18] M.M. Elfahal, T. Krauthammer, Dynamic size effect in normal and high strength concrete cylinders, *ACI Mater. J.* 102 (2005) 77–85.
- [19] V. Bindiganavile, N. Banthia, Size effects and the dynamic response of plain concrete, *J. Mater. Civil Eng.* 18 (2006) 485–491.
- [20] C. Zanuy, O. Millon, A. Stolz, Mechanisms of bond between fibres and matrix in UHPFRC subjected to dynamic loading, 4th Int. Symp. on UHPC and High Performance Construction Materials, Germany (2016) 115–116.

# RETOS EN LA INDUSTRIA DEL CEMENTO



Grupo de Trabajo 2/10  
"Retos y nuevas líneas de investigación en el hormigón"  
Comisión 2: Materiales



# Modelo analítico para el análisis de la flexión y la fisuración en secciones de hormigón armado como alternativa al diagrama de pivotes

*Analytical modeling of flexural failure and cracking process in reinforced concrete as alternative to the so-called “pivot diagram”*

Jacinto Ruiz Carmona<sup>a,\*</sup> y Gonzalo Ruiz López<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Mecanismo Ingeniería. Investigador Asociado, ETSI Caminos, C. y P, Universidad de Castilla-La Mancha, Ciudad Real, España

<sup>b</sup> Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Catedrático de Universidad, ETSI Caminos, C. y P, Universidad de Castilla-La Mancha, Ciudad Real, España

Recibido el 1 de abril de 2017; aceptado el 11 de abril de 2017

Disponible en Internet el 27 de junio de 2017

## Resumen

En el presente trabajo se propone un modelo analítico basado en Mecánica de Fractura aplicada al hormigón armado que permite estudiar el fallo de secciones sometidas a flexión. Se incorpora una ecuación de compatibilidad que relaciona la apertura de fisura con el alargamiento de la barra de refuerzo; de esta forma la adherencia entre hormigón y acero se incorpora como parámetro al modelo. La formulación propuesta permite obtener la relación entre el momento aplicado en la sección y la apertura de fisura correspondiente. Asimismo, permite evaluar la capacidad de rotación de las secciones de hormigón armado.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

*Palabras clave:* Hormigón armado; Apertura de fisura; Fallo por flexión; Capacidad de rotación

## Abstract

An analytical model is presented in order to study the failure of reinforced concrete sections subjected to bending, based on fracture mechanics concepts applied to concrete. It determines the stress in the reinforcement by introducing an additional compatibility equation that relates the crack opening with the stretching of the reinforcement. The proposed formulation assumes a cohesive behaviour of the fractured concrete introducing a force that depends on the cohesive stresses at the crack tip. Model results are validated against several beam tests. The crack opening and the rotational capacity of reinforced concrete sections can be obtained with the model.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

*Keywords:* Reinforced concrete; Crack opening; Flexural failure; Rotational capacity

## 1. Introducción

El comportamiento de las vigas de hormigón armado frente a esfuerzos de flexión ha sido un tema extensamente estudiado desde el punto de vista del diseño de estructuras de hormi-

gón. Así pues, desde el inicio de la tecnología del hormigón se han ido proponiendo diversos modelos para su análisis [1,2]. Desde un punto de vista práctico, los métodos más utilizados actualmente para determinar el momento último en secciones de hormigón armado son los derivados del uso del método del diagrama rectangular y del método parábola-rectángulo, en los que la ecuación de compatibilidad se establece a través del denominado diagrama de pivotes. Estos métodos asumen que el hormigón no resiste tracciones, que la deformada de la sec-

\* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: jacinto.rc@gmail.com (J. Ruiz Carmona).



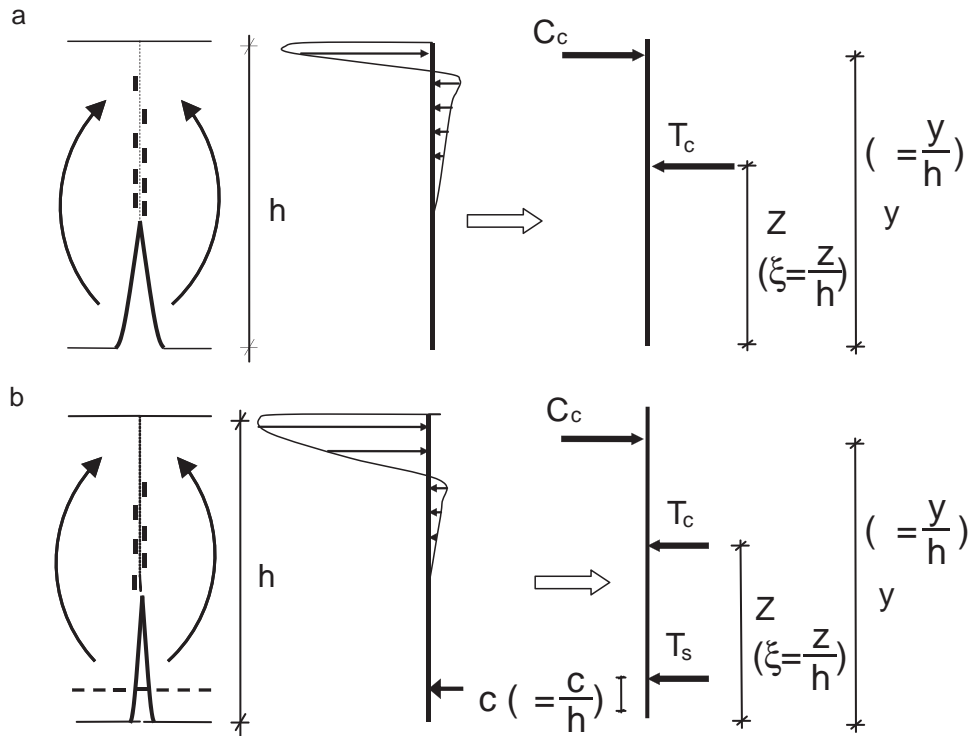


Figura 1. Comportamiento de una sección fisurada a flexión: a) sección sin armadura; b) sección con armadura.

ción es plana y que la adherencia entre el hormigón y el acero de las barras de refuerzo es perfecta, hipótesis que si bien simplifican los modelos para que su uso no sea complejo, tienen el inconveniente de no proporcionar información sobre la apertura de fisura y capacidad de rotación de las secciones, siendo este último aspecto un parámetro cada vez más necesario en el diseño estructural [3–7]. Su interés tiene una conexión directa con el cálculo plástico y el análisis sísmico de estructuras de hormigón armado [8].

En el ámbito de la Mecánica de Fractura se han propuesto diferentes formulaciones para el análisis del comportamiento de una sección sometida a flexión teniendo en cuenta el proceso de fisuración. Desde los trabajos iniciados por Hillerborg, el cual introdujo el concepto de fisura cohesiva [9,10], estos estudios han estado fundamentalmente encuadrados en el estudio de secciones débilmente armadas [11–19]. En todos ellos se pone de manifiesto la necesidad de estudiar el fenómeno de la flexión incluyendo ecuaciones constitutivas que nos permitan relacionar directamente la apertura de fisura con el momento aplicado, reproduciendo de esta forma el fenómeno físico del proceso de fisuración. Aplicando estas metodologías se evita la actual desconexión normativa existente entre la comprobación de capacidad y la de fisuración, proporcionándose un marco teórico que permite unificar las comprobaciones.

En el presente trabajo se propone una metodología para analizar el comportamiento ante esfuerzos de flexión de secciones rectangulares de hormigón armado. El fallo se produce bien por la rotura de la barra de acero o bien porque se alcanza una cierta deformación crítica en la zona de hormigón comprimido. El modelo introduce una ecuación de compatibilidad basada en conceptos de Mecánica de Fractura que relaciona la apertura

de fisura con la tensión en la barra de acero, incluyendo como parámetros la adherencia hormigón-acero, la cuantía de armado y propiedades mecánicas de los materiales. De esta forma, complementariamente a la capacidad de la sección, se puede evaluar la apertura de fisura y la capacidad de rotación de la sección.

## 2. Modelado del comportamiento de la sección de hormigón armado

Se considera una sección rectangular de hormigón armado en la que va a progresar una fisura. Las diferentes variables geométricas que intervienen en el problema se muestran en la figura 1. La viga tiene un canto  $h$  y un ancho  $b$ . La profundidad de la fisura viene representada por la letra  $z$ , el recubrimiento de las barras de acero por la letra  $c$  y la profundidad de la resultante del bloque comprimido con la letra  $y$ . Estas dimensiones geométricas pueden adimensionalizarse dividiendo por el canto  $h$ . De este modo definimos:  $\xi = z/h$  como la profundidad relativa de la fisura adimensionalizada,  $\zeta = c/h$  como el recubrimiento expresado en forma adimensional y  $\gamma = y/h$  como profundidad de la resultante de las compresiones; estos parámetros tienen un valor comprendido entre 0 y 1.

La profundidad de la resultante del bloque comprimido,  $y$ , es evaluada mediante el equilibrio de fuerzas horizontales (véase la fig. 1a):

$$T_c = C_c \quad (1)$$

Se asume una distribución rectangular de las tensiones en la zona comprimida, con un valor igual a la resistencia del hormigón,  $f_c$ . La resultante del bloque comprimido está situada en el

centro de gravedad de la distribución de tensiones, de forma que la resultante de las compresiones  $C_c$  puede escribirse como:

$$T_c = C_c = 2b(h - y)f_c \tag{2}$$

A partir de las ecuaciones (1) y (2), la profundidad de la resultante del bloque comprimido es igual a:

$$y = h \frac{T_c}{2bf_c} \tag{3}$$

Las resultantes de compresiones y tracciones se pueden expresar en forma adimensionalizada dividiendo su valor por el área de la sección,  $bh$ , multiplicada por la resistencia a tracción del hormigón,  $f_{ct}$ .

$$T_c^* = \frac{T_c}{bhf_{ct}} \tag{4}$$

$$C_c^* = \frac{C_c}{bhf_{ct}} \tag{5}$$

Así pues, la ecuación (3) puede reescribirse de la siguiente forma:

$$\gamma = 1 - \frac{T_c^*}{2n_f} \tag{6}$$

donde  $n_f$  expresa el cociente entre la resistencia a compresión,  $f_c$ , y la resistencia a tracción,  $f_{ct}$ . Durante el progreso de una fisura, el hormigón en su frente va a generar una zona de proceso de daño dado el carácter cuasifrágil del material. La resultante adimensional de las tracciones en esa zona,  $T_c^*$ , puede representarse a través de la ley de Efecto de Escala propuesta por Bažant [19] (véase la ecuación 7).

$$T_c^* = \frac{\gamma \xi}{\sqrt{1 + \frac{\beta_H}{\beta_0}}} \tag{7}$$

donde  $\beta_H$  es el denominado número de fragilidad de Hillerborg [5], que es igual a una dimensión característica del elemento en estudio; en nuestro caso adoptaremos el canto, dividido de la longitud característica del material. Esta longitud se define como,  $l_{ch} = (E_c G_F) / f_{ct}^2$ , donde  $E_c$  es el módulo de elasticidad del hormigón,  $G_F$  es la energía de fractura y  $f_{ct}$  es la resistencia a tracción del hormigón.  $\beta_H$  es un parámetro que nos servirá para comparar elementos escalados entre sí.  $\beta_0$  es una constante relacionada con el tamaño de árido y que se ha tomado igual a 2 veces el tamaño máximo de árido dividido de  $l_{ch}$  [19]. La fuerza  $T_c$  se aplica a la altura  $z$ . Obsérvese que  $z$  es también la longitud que se toma como referencia en el proceso de crecimiento de la fisura, la cual, para simplificar el problema, se identifica con la profundidad de la fisura. Debe tenerse en cuenta que la posición de la punta de una fisura cohesiva se difumina a lo largo de la zona de proceso de daño [19]. Así pues, el momento en la sección es igual a la tracción,  $T_c$ , por el brazo  $(y-z)$ , que si se expresa de forma adimensionalizada queda como:

$$M_c^* = \frac{M_c}{bh^2 f_{ct}} = T_c^* (\gamma - \xi) = \frac{(\gamma - \xi)^2}{\sqrt{1 + \frac{\beta_H}{\beta_0}}} \tag{8}$$

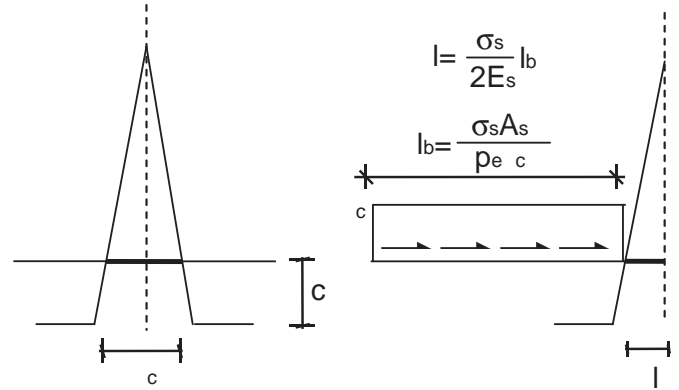


Figura 2. Ecuación de compatibilidad.

La existencia de una armadura introduce una nueva fuerza en nuestra sección (véase la fig. 1b). El valor de esta fuerza,  $T_s$ , es igual a:

$$T_s = A_s \sigma_s \Rightarrow \frac{T_s}{bhf_{ct}} = \frac{A_s \sigma_s}{bhf_{ct}} = \rho \sigma_s^* \tag{9}$$

donde  $A_s$  es la cantidad de armadura,  $\rho$  la cuantía de armado y  $\sigma_s$  es la tensión de la barra de armado. Esta tensión se va a expresar de forma adimensionalizada,  $\sigma_s^*$  dividiéndola por la resistencia a tracción  $f_{ct}$  del hormigón. Esta nueva fuerza modifica el equilibrio de fuerzas en la sección, quedando este como:

$$T_c + T_s = C_c \Rightarrow T_c^* + T_s^* = C_c^* \tag{10}$$

Así pues, la profundidad de la resultante de las compresiones es igual a:

$$\gamma = 1 - \frac{1}{2n_f} (T_c^* + \rho \sigma_s^*) \tag{11}$$

El valor del momento durante el progreso de una fisura para una cierta profundidad,  $\xi$ , lo podemos expresar como:

$$M_T = M_c + M_s = T_c (y - z) + T_s (y - c) \tag{12}$$

Ecuación que, en forma no dimensional, queda como:

$$M_T^* = M_c^* + M_s^* = \frac{(\gamma - \xi)^2}{\sqrt{1 + \frac{\beta_H}{\beta_0}}} + \rho \sigma_s (\gamma - \xi) \tag{13}$$

La ecuación (13) refleja que el momento flector durante el progreso de la fisura es la suma de dos términos: uno que depende de las características del hormigón en fractura y otro que depende de la cuantía de armado, tensión de la barra de acero y recubrimiento. Para hallar la tensión en el acero durante el proceso de propagación vamos a tener que plantear una ecuación adicional. Esta se propone de tal forma que compatibilice el alargamiento de la armadura en la fisura con la apertura de la misma. Se va a considerar que el alargamiento de la barra es igual a la mitad de la apertura de fisura (véase la fig. 2 y la ecuación 14).

$$\frac{w_c}{2} = \Delta l_s \tag{14}$$

donde  $w$  es la apertura de fisura y  $\Delta l_s$  es el incremento de longitud de la barra de acero respecto del hormigón. Se supone que

la tracción en la barra es la misma a ambos lados de la fisura y un crecimiento lineal del esfuerzo axial en la barra en la longitud de anclaje. La ecuación (14) se puede expresar de forma adimensionalizada dividiendo ambos términos por el canto de la pieza:

$$\frac{w_c}{2h} = \frac{\Delta l_s}{h} \Rightarrow \frac{w_c^*}{2} = \Delta l_s^* \quad (15)$$

El término correspondiente a la apertura de la fisura,  $w_c$ , puede ser expresado a partir de la ecuación definida por Tada, Paris e Irwin [20].

$$\frac{w_c^*}{2} = 12M_T^* \frac{f_{ct}}{E_c} \xi f(\xi) \left(1 - \frac{\xi}{\xi}\right) \quad (16)$$

donde  $f(\xi)$  es igual a:

$$f(\xi) = 0,76 - 2,28\xi + 3,87\xi^2 - 2,04\xi^3 + \frac{0,66}{(1-\xi)^2} \quad (17)$$

El incremento de longitud de la barra es evaluado (fig. 2) mediante la expresión:

$$\Delta l_s^* = \frac{\Delta l_s}{h} = \frac{\sigma_s^2 A_s}{2\tau_c E_s p_e h} = (\sigma_s^*)^2 \frac{f_{ct}^2 A_s}{2\tau_c E_s p_e h} \quad (18)$$

donde  $\tau_c$  es la tensión rasante entre el acero y el hormigón y  $p_e$  es la suma del perímetro de las barras. Sustituyendo las ecuaciones (16) y (18) en la ecuación (15), la tensión en forma adimensional en las barras de acero se puede expresar como:

$$(\sigma_s^*)^2 = 24M_T^* \eta^2 \beta_H \xi f(\xi) \left(1 - \frac{\xi}{\xi}\right) \quad (19)$$

donde  $\eta$  es un parámetro relacionado con la adherencia [11], definido por:

$$\eta = \sqrt{n_E \frac{\tau_c p_e l_{ch}}{f_{ct} A_s}} \quad (20)$$

$n_E$  es el cociente entre el módulo de elasticidad del acero,  $E_s$ , y el módulo de elasticidad del hormigón,  $E_c$ . Se considera un comportamiento elástico-perfectamente plástico para el acero de las armaduras (fig. 3). Es decir, una vez que se alcanza el límite elástico,  $f_y$ , la tensión en la barra permanece constante.

Con todo ello queda un sistema formado por las ecuaciones (11), (13) y (19). Para una cierta profundidad de fisura,  $\xi$ , obtendremos el momento asociado a esa profundidad,  $M_T^*$ , la tensión en el acero,  $\sigma_s^*$ , y la profundidad de la resultante del bloque comprimido,  $\gamma$ . Resuelto el sistema, se puede evaluar la apertura de fisura a partir de la ecuación (16) y la profundidad del bloque comprimido relativa al canto mediante la expresión  $2(1-\gamma)$ .

### 3. Criterios de fallo y rotación plástica

El modelo presentado reproduce la evolución del momento resistido por una sección según avanza el proceso de fisuración, pero no indica cuándo se produce el fallo. Para fijar los puntos de fallo debemos introducir una serie de criterios adicionales. La rotura de la sección se producirá bien porque se alcance un cierto valor de la deformación en la barra de acero,  $\varepsilon_{su}$  (fig. 3), o bien

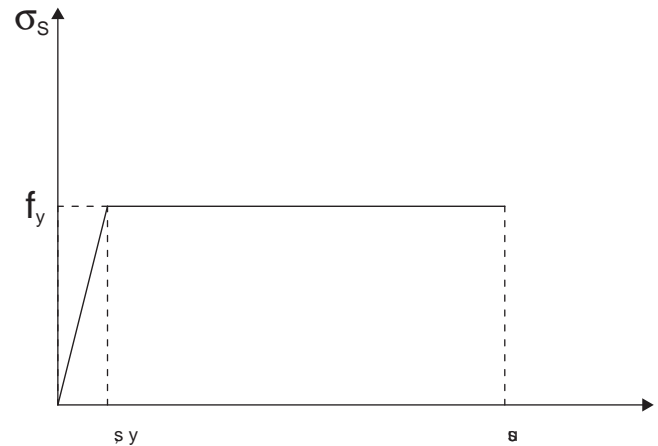


Figura 3. Diagrama  $\sigma$ - $\varepsilon$  del acero.

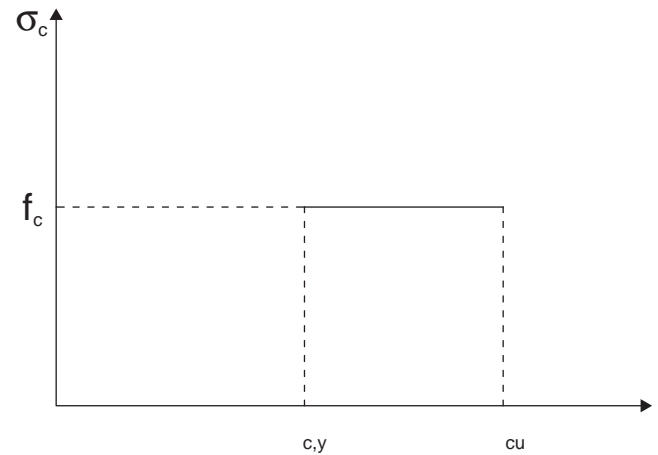


Figura 4. Diagrama  $\sigma$ - $\varepsilon$  en la zona comprimida del hormigón.

un valor máximo de la deformación en el hormigón,  $\varepsilon_{cu}$  (fig. 4). En la zona fisurada (véase la parte inferior de la sección en la fig. 5a) la ecuación de compatibilidad introducida nos permite evaluar la apertura de fisura y la longitud de anclaje movilizada (véase  $l_b$  en la fig. 2).

De esta forma, la deformación en el acero, teniendo en cuenta el crecimiento lineal del axil en la longitud de anclaje, se puede evaluar mediante la expresión:

$$\varepsilon_s = \frac{2\Delta l_s}{l_b} \quad (21)$$

Los valores de  $\varepsilon_{cu}$  y  $\varepsilon_{su}$  vienen determinados en las distintas normativas. Valores comunes para estos parámetros son, por ejemplo,  $\varepsilon_{cu} = 0,0035$  y  $\varepsilon_{su} = 0,01$ . En todo caso se podrían adoptar formulaciones más complejas en las que, por ejemplo, la deformación en el hormigón pueda depender de la profundidad del bloque comprimido, con el fin de tener en cuenta el efecto de tamaño en esa zona. Una vez superado alguno de los límites de deformaciones considerados, la sección falla, y el momento asociado a ese punto será el momento último resistente de la sección.

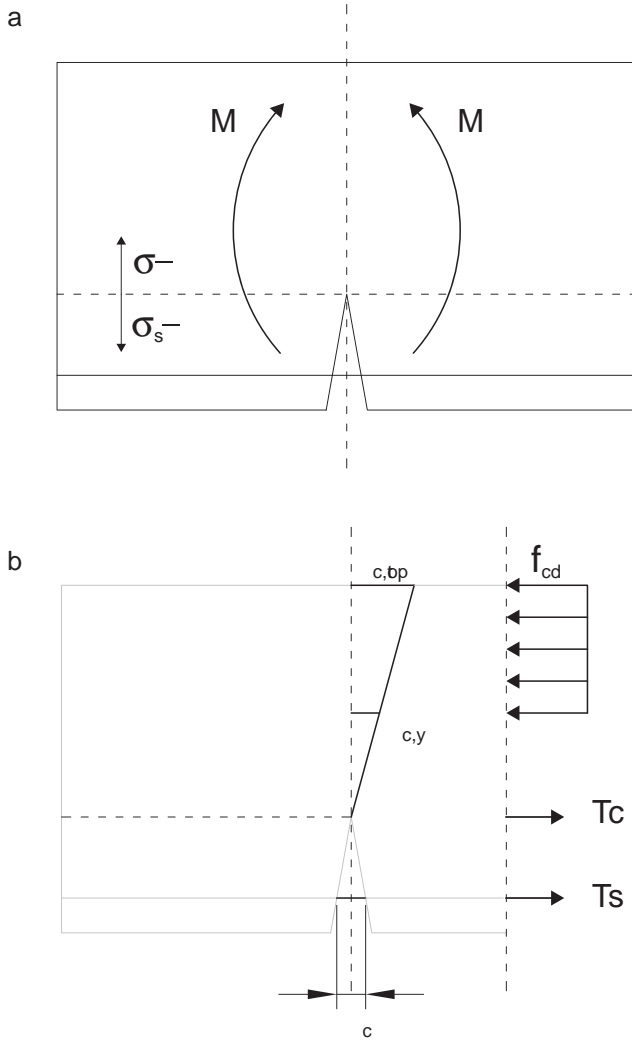


Figura 5. Criterios de fallo: a) zona fisurada-no fisurada; b) deformación en la zona comprimida.

Complementariamente, el modelo permite determinar la capacidad de rotación de la sección, ya que para cada apertura de fisura se puede asociar un giro de la sección mediante la relación:

$$\tan \theta = \frac{w_c/2}{z/c} \approx \theta = \frac{w_c/2}{z/c} \quad (22)$$

Dividiendo el numerador y el denominador de la expresión anterior por el canto del elemento,  $h$ , la ecuación (22) se puede expresar de forma adimensional:

$$\theta = \frac{w_c^*/2}{\xi/c} \quad (23)$$

Una vez conocida la rotación de las secciones para los diferentes momentos aplicados en la sección, se puede evaluar la rotación plástica de la sección, parámetro de interés para determinar la ductilidad de la sección. La rotación plástica,  $\theta_{pl}$ , será igual a la rotación en el momento del fallo,  $\theta_u$ , menos la rotación cuando el acero alcanza el límite elástico,  $\theta_y$ .

$$\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y \quad (24)$$

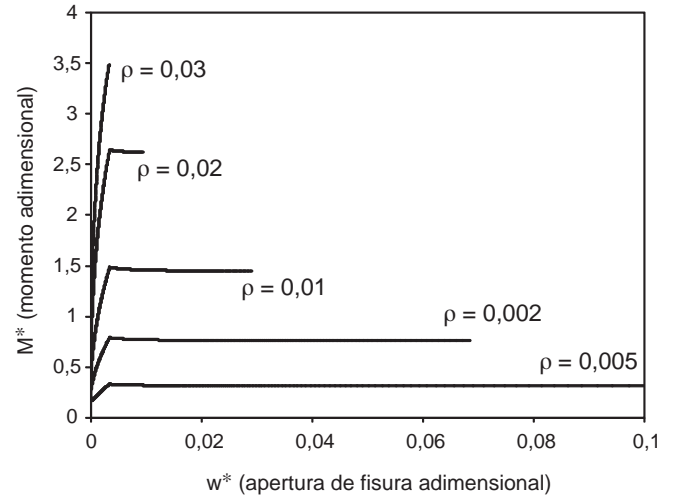


Figura 6. Influencia de la cuantía en el comportamiento de una sección de hormigón armado. Diagrama momento-apertura de fisura.

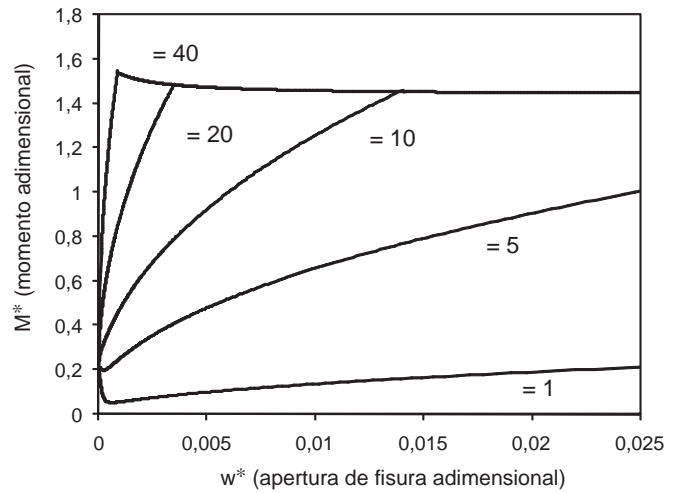


Figura 7. Influencia de la adherencia hormigón-acero en el comportamiento de una sección de hormigón armado. Diagrama momento-apertura de fisura.

Así pues, la metodología propuesta permite evaluar en una sola comprobación el momento último, la apertura de fisura para cada momento aplicado y la rotación plástica de una sección de hormigón armado.

En las siguientes figuras mostramos las gráficas adimensionales momento-apertura de fisura, obtenidas para una sección de hormigón armado con un valor de  $\beta_H = 2$ . La figura 6 muestra el efecto de la variación de la cuantía. Observamos como el aumento de cuantía provoca una disminución de la apertura de fisura en el momento de fallo, lo cual está relacionado con una disminución de la capacidad de rotación. Para cuantías altas el fallo se produce por compresión, antes de que se produzca la plastificación de las barras de acero.

La figura 7 muestra el efecto de la variación de la adherencia no dimensional en la apertura de fisura. Para valores bajos de la adherencia observamos que es necesario que la apertura de fisura sea alta para que el momento aumente; incluso es posible que en algunos casos se llegue al fallo por compresión antes que plastifique la armadura debido a una deformación excesiva de

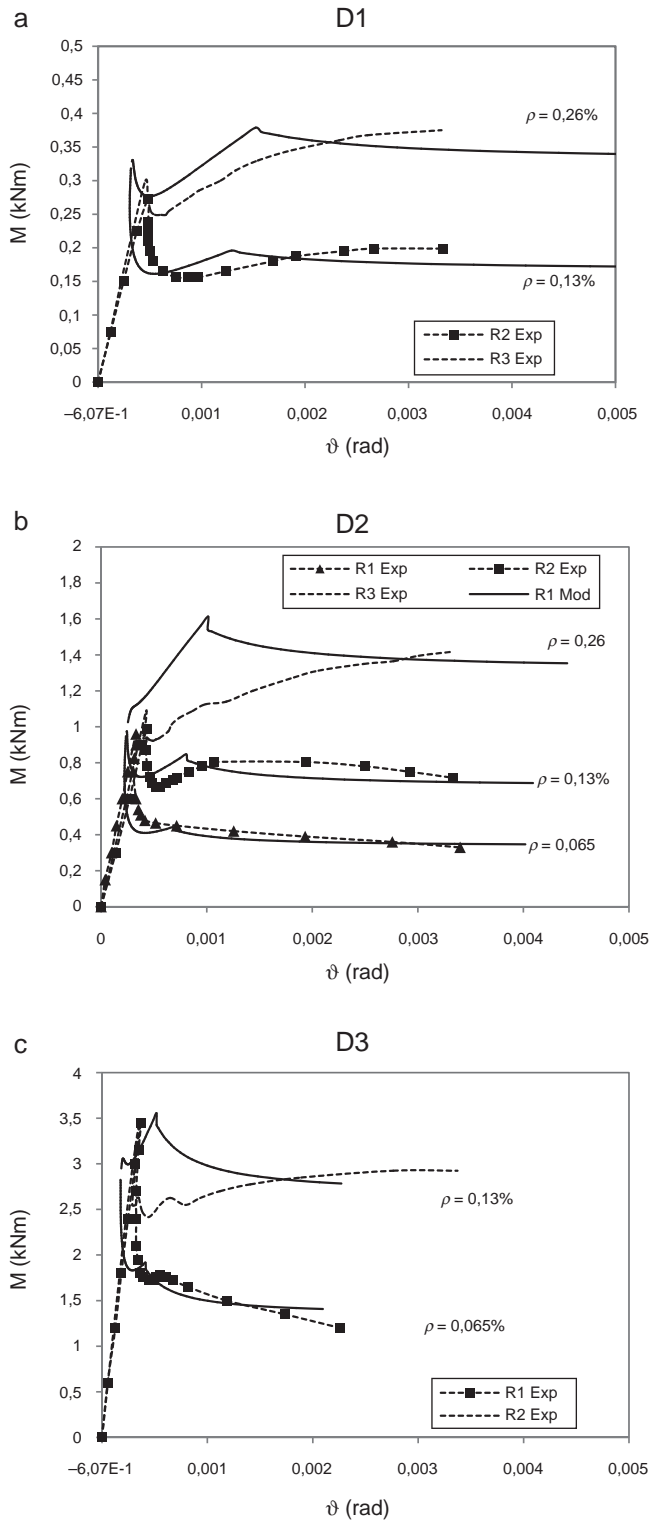


Figura 8. Contrastación experimental. Ensayos Ruiz, Elices y Planas [13].

la cabeza comprimida. Para valores altos de la adherencia, se produce la plastificación de la barra. En todo caso, se observa la dependencia de la apertura de la fisura del parámetro que define la adherencia.

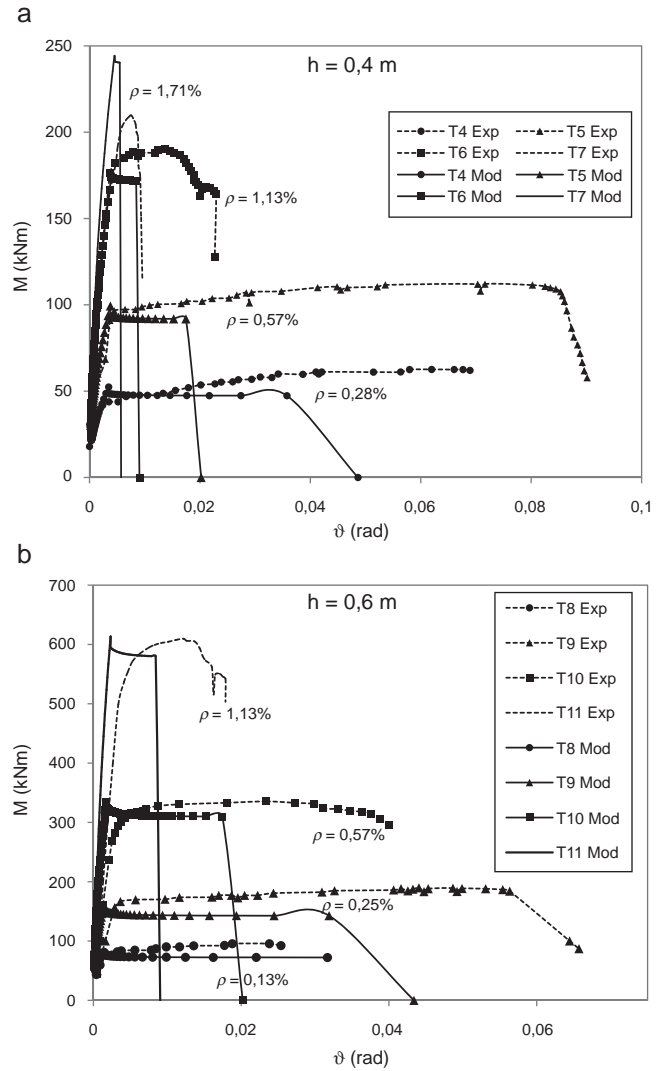


Figura 9. Contrastación experimental. Ensayos Bosco y Debernardi [21].

#### 4. Contrastación con resultados experimentales y discusión de resultados

Con el fin de contrastar la respuesta del modelo hemos comparado los resultados del mismo con los resultados experimentales obtenidos por Ruiz, Elices y Planas en ensayos a flexión en tres puntos en vigas débilmente armadas [13]. En concreto se han modelado los resultados para vigas con armadura adherente para tres tamaños diferentes: D1, 75 mm de canto; D2, 150 mm de canto, y D3, 300 mm de canto. Estos ensayos se realizaron con cuantías bajas de armadura longitudinal, por lo que únicamente se producía una fisura en la parte central de la viga. Se ha considerado que la rotación de la sección está provocada únicamente por el giro de la sección fisurada, despreciando el giro elástico del resto de secciones. En la figura 6 se muestran los resultados obtenidos.

En la figura 8 se representa en abscisas la rotación de la sección y en ordenadas el momento flector sobre la sección. El modelo reproduce de forma correcta los momentos de fallo y la tendencia en cuanto a los giros últimos de las secciones.



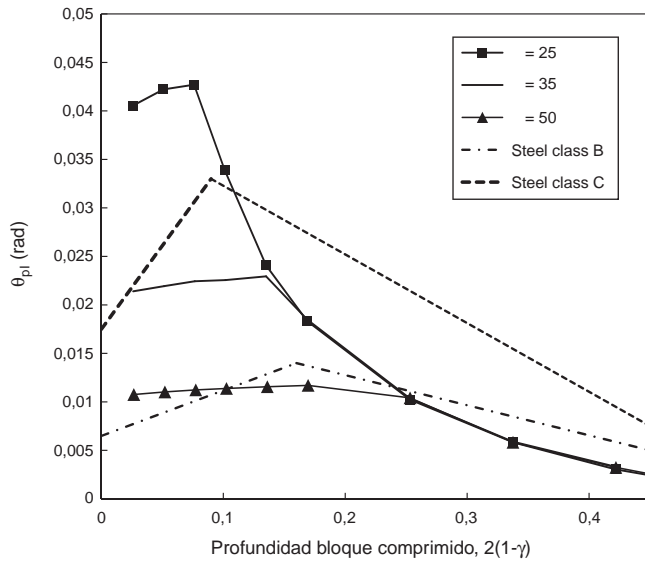


Figura 10. Influencia de la adherencia en la capacidad de rotación plástica. Comparación de resultados obtenidos con el modelo y límites de rotación marcados en el Código Modelo.

Para cubrir un rango de cuantías de armado mayor se han contrastado los resultados del modelo con una campaña experimental realizada por Bosco y Debernardi en 1992 y cuyos resultados se muestran en la referencia [21]. El rango de cuantías cubre desde secciones débilmente armadas hasta cuantías que inducen un fallo por compresiones excesivas. Se han contrastado los resultados para vigas de 0,4 y 0,6 m de canto (fig. 9). En abscisas se representa la rotación de la sección y en ordenadas el momento sobre la sección en el centro de vano.

También en este caso, los momentos son reproducidos de forma adecuada. En cuanto a la rotación de la sección, en general, los ensayos presentan una rotación mayor en rotura que lo indicado por el modelo. Esto es debido a que en las vigas más armadas aparece más de una fisura y, consecuentemente, la rotación es superior a la calculada. En todo caso, las tendencias observadas experimentalmente son reproducidas por el modelo.

En la figura 10 se muestra la influencia de la adherencia en la rotación plástica para una sección de hormigón armado. En abscisas se representa la profundidad del bloque comprimido y en ordenadas la rotación plástica. Cada curva se ha calculado para una sección manteniendo constante el parámetro que define la adherencia,  $\eta$ . Complementariamente se han dibujado los límites permitidos de giro plástico indicados en el Código Modelo para aceros de clases B y C. Para profundidades bajas, coincidentes en general con cuantías bajas, se observa como el aumento de la adherencia disminuye la capacidad de rotación, ya que en esta zona el fallo se produce por la rotura del acero. Al aumentar la profundidad del bloque comprimido las curvas convergen debido a que el fallo se produce por compresiones excesivas y la influencia de la adherencia desaparece. Los resultados obtenidos se encuentran en el rango establecido por el Código Modelo.

## 5. Conclusiones

El presente trabajo propone una formulación analítica sencilla, basada en conceptos de Mecánica de Fractura, para estudiar

el comportamiento de secciones de hormigón armado sometidas a flexión, con especial atención al proceso de avance de una fisura y al modelado de la adherencia hormigón-acero.

Los resultados del modelo se han contrastado con diferentes campañas experimentales, reproduciendo de forma adecuada las tendencias observadas en estas, con especial atención a la transición entre el fallo por plastificación de las barras y el fallo por deformación excesiva en la zona comprimida. Con el modelo se pueden evaluar, en una sola comprobación, el momento último, la apertura de fisura para cada momento aplicado y la rotación plástica de una sección de hormigón armado.

## Financiación

Los autores agradecen la financiación recibida a través de los proyectos de investigación BIA2015-68678-C2-1-R del Ministerio de Economía y Competitividad, y PEII-2014-016-P de la Junta de Comunidades de Castilla-La Mancha.

## Bibliografía

- [1] P.J. Montoya, F. Morán Cabré, Nuevas fórmulas aproximadas para el dimensionamiento de secciones de hormigón armado, *Hormigón y Acero*. 164 (1987) 89–100.
- [2] F. Morán Cabré, J.P. Gutierrez Jiménez, Cálculo de secciones de vigas y soportes de hormigones de alta resistencia, *Hormigón y Acero*. 257 (2010) 69–79.
- [3] G.W. Corley, Rotational capacity of reinforced concrete beams, *J. Struct. Div.-ASCE*. 92 (1966) 121–146.
- [4] R. Eligehausen, P. Langer, Rotation capacity of plastic hinges and allowable moment redistribution, *CEB Bulletin d'Information*. 175 (17) (1987) 9–42.
- [5] A. Hillerborg, Fracture mechanics concepts applied to moment capacity and rotational capacity of reinforced concrete beams, *Eng. Fract. Mech.* 35 (1990) 233–240.
- [6] A.J. Bigaj, J.C. Walraven, Size effect on rotational capacity of plastic hinges in reinforced concrete beams, *CEB Bulletin d'Information* 218 (1993) 7–23.
- [7] A. Carpinteri, M. Corrado, G. Mancini, M. Paggi, Size-scale effects on plastic rotational capacity of reinforced concrete beams, *ACI Struct. J.* 106 (6) (2009) 887–896.
- [8] A.L.L. Baker, A.M.N. Amakarone, Inelastic Hyperstatic Frame Analysis. Proceedings of Conference on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, SP-12, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1967, pp. 85–142.
- [9] A. Hillerborg, M. Modeer, P.E. Petersson, Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of Fracture Mechanics and finite elements, *Cement Concrete Res.* 6 (1976) 773–782.
- [10] P.E. Petersson, Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials. Report No. TVBM-1006, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, 1981.
- [11] G. Ruiz, Propagation of a cohesive crack crossing a reinforcement layer, *Int. J. Fracture*. 111 (2001) 265–282.
- [12] G. Ruiz, J.R. Carmona, D. Cendón, Propagation of a cohesive crack through adherent reinforcement layers, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 195 (2006) 7237–7248.
- [13] G. Ruiz, M. Elices, J. Planas, Experimental study of fracture of lightly reinforced concrete beams, *Mater. Struct.* 31 (1998) 683–691.
- [14] G. Ruiz, M. Elices, J. Planas, Armadura mínima en flexión: teoría, ensayos y comparación con la normativa vigente, *Hormigón y Acero*. 206 (1997) 9–25.
- [15] O. Heddal, I.B. Kroon, Lightly reinforced high-strength concrete [M.Sc. Thesis], University of Ålborg, Denmark, 1991.
- [16] N.H. Hawkins, K. Hjorsset, Minimum reinforcement requirement for concrete flexural members, en: A. Carpinteri (Ed.), *Application of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete*, London, Elsevier, 1992, pp. 379–412.

- [17] A. Carpinteri (Ed.), Minimum Reinforcement in Concrete Members. Number 24 in ESIS Publication, Elsevier, London, 1999.
- [18] J.R. Carmona, G. Ruiz, Bond and size effects on the shear capacity of RC beams without stirrups, *Eng. Struct.* 66 (2014) 45–56.
- [19] Z.P. Bažant, J. Planas, *Fracture Size Effect in Concrete and Other Quasi-brittle Materials*, CRC Press, Boca Raton, 1998.
- [20] H. Tada, P. Paris, G. Irwin, *The Stress Analysis of Cracks Handbook*, Del Research Corporation, 1973.
- [21] C. Bosco, P.G. Debernardi, Experimental Investigation on the Ultimate Rotational Capacity, Rep. n.º 36 Atti del Dipartimento Politecnico di Torino, *Ingegneria Strutturale*, 1992.

# Modelos mecánicos para el diseño de encepados de tres y cuatro pilotes solicitados por cargas centradas y excéntricas

## *Mechanical models for three and four-pile cap design under centric and eccentric loads*

Lucía Miguel Tórtola<sup>a,\*</sup>, Luis Pallarés Rubio<sup>b</sup> y Pedro Miguel Sosa<sup>c</sup>

<sup>a</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de València, Investigadora predoctoral

<sup>b</sup> Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de València, Profesor titular de universidad

<sup>c</sup> Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de València, Catedrático de universidad

Recibido el 31 de marzo de 2017; aceptado el 13 de abril de 2017

Disponible en Internet el 10 de junio de 2017

### Resumen

A partir de los resultados obtenidos de ensayos experimentales propios sobre 30 encepados, solicitados por carga centrada y excéntrica, se proponen dos modelos de bielas y tirantes (MBT) complementarios: uno de descarga directa a los pilotes y otro adicional para captar el efecto de la armadura secundaria horizontal y vertical. Estos MBT definen la carga de plastificación del sistema de armaduras dispuesto, pero el posterior incremento de carga registrado tras la plastificación queda limitado por la rotura por punzonamiento de cada encepado. Se presenta una formulación de punzonamiento basada en la del Código Modelo 2010, adaptando los parámetros que caracterizan la rotura de los encepados de pilotes. Se obtiene así una propuesta de diseño segura, más racional y con un coeficiente de variación menor que el que proporcionan los MBT tradicionales. © 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

*Palabras clave:* Encepados; Carga excéntrica; Modelos de bielas y tirantes; Punzonamiento; Teoría de la fisura crítica

### Abstract

Using the results obtained from experimental trials on 30 pile caps tested under centric and eccentric loads, two complementary strut-and-tie models (STM) are proposed: the traditional STM by direct load on piles, and the new STM which describes the vertical thrust along sides of the pile caps. These STMs define the yielding load of the reinforcement, but further load increase after yielding is limited by the punching failure of each pile cap. A punching formulation based on Model Code 2010 is presented. Parameters that define the failure surface are adapted to the particular case of deep pile caps. Conservative predictions and a reduced coefficient of variation confirm the good agreement with the proposal.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

*Keywords:* Pile caps; Eccentric load; Strut-and-tie models; Punching; Critical shear crack theory

## 1. Introducción

Los encepados rígidos se consideran una región D en su totalidad, por lo que actualmente los principales códigos de diseño de estructuras de hormigón [1–3] recomiendan emplear modelos de bielas y tirantes (MBT) para la obtención de la armadura

principal en bandas. Se trata de un método basado en el «teorema del límite inferior de la plasticidad», por lo que se asegura que el encepado resistirá la carga de diseño sin alcanzar la rotura. La geometría del modelo para carga centrada es sencilla, pero la definición de zonas nodales congruentes para la comprobación de tensiones puede ser compleja y los factores de eficacia, desarrollados para estados biaxiales de tensiones, pueden resultar inapropiados, tal y como se apunta en el *FIB Bulletin* 61 [4]. Resulta necesario, por tanto, establecer comprobaciones relativas al fallo del hormigón que limiten la capacidad de estos

\* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: lumirtor@upvnet.upv.es (L. Miguel Tórtola).

modelos. De forma simplificada, Adebar et al. [5,6] proponen acotar las tensiones en las secciones de carga y apoyo para evitar de forma indirecta el *splitting* de las bielas.

El análisis de resultados de la campaña experimental llevada a cabo por los autores [7] sobre encepados de tres y cuatro pilotes, con distintas configuraciones de armado y excentricidades de carga, concluye que los MBT resultan conservadores y además no captan el efecto de la relación vuelo-canto en la resistencia, ni permiten cuantificar la contribución de la armadura secundaria vertical dispuesta. El patrón de fisuración observado revela la existencia de trayectorias de carga hacia las bandas que no quedan bien representadas por los MBT tradicionales, basados en la descarga directa hacia los pilotes. Además, los modos de rotura detectados (una combinación de punzonamiento con plastificación de las armaduras principales) no llegan a ser explicados por estos modelos.

Con el objetivo de identificar el modo de fallo, investigaciones recientes como las de Jensen y Hoang [8] y Simões et al. [9] abordan el análisis de la resistencia de encepados sobre la base del «teorema del límite superior de la plasticidad». Para ello, definen una serie de mecanismos de colapso (punzonamiento, flexión y cortante), de los que se describe su cinemática para evaluar el trabajo producido por las fuerzas exteriores y la energía disipada por las fuerzas interiores en las superficies de rotura definidas. La mínima carga obtenida de cada uno de los mecanismos planteados indica tanto la resistencia como el modo de rotura para la geometría del encepado en cuestión.

## 2. Objetivos

Se busca completar el análisis de encepados mediante MBT de descarga directa sobre los pilotes, con un modelo complementario que explique las trayectorias de carga hacia las bandas y que permita cuantificar la contribución de las armaduras secundarias.

Para limitar el fallo frágil de estos elementos, se adapta la formulación de punzonamiento del Código Modelo 2010 [10] a las características de la superficie de fallo observada en los especímenes ensayados. El objetivo es hacer una propuesta de diseño de encepados sencilla, extensible a casos complejos con un mayor número de pilotes y válido también para cargas excéntricas.

## 3. Modelos de bielas y tirantes

Los MBT empleados para el diseño de encepados de pilotes consideran que la carga aplicada a través del pilar se distribuye directamente a los pilotes por bielas inclinadas. Estas son recogidas en el plano inferior por tirantes que las unen, formando una estructura interna tridimensional en equilibrio. Como se trata de un cálculo basado en el «teorema del límite inferior de la plasticidad», la carga de diseño representa un límite inferior de aquellas que causarían la rotura.

En este apartado se plantea la posibilidad de encontrar un MBT complementario al de descarga directa (en adelante MBT-1, fig. 1a), que proporcione una visión más precisa de los flujos de tensiones desarrollados en el interior del encepado. El segundo modelo presentado (MBT-2, fig. 1b) podrá ser considerado en el dimensionamiento de la armadura secundaria horizontal y vertical, o para evaluación de la resistencia de estructuras existentes en las que resulta complejo justificar la colaboración de estas armaduras.

### 3.1. Modelo de bielas y tirantes-1

El modelo de descarga directa se presenta de forma general para el caso de una flexión compuesta actuando sobre el pilar. La tracción resultante en el pilar ( $T$ ) se equilibra dentro del encepado en el nudo 2 mediante las bielas 1-2, 2-3 y 2-4. Si en el tramo vertical de esta armadura no se produce la pérdida de su tracción (longitud de anclaje insuficiente), esta debe equilibrarse en el nudo 7 por doblado de la armadura, formándose la biela 1-7. El resto de la componente de compresión ( $P_1$ ) se reparte hacia los pilotes generando las bielas 1-3, 1-4, 1-5 y 1-6.

Según los resultados obtenidos por los autores en [7], el MBT-1 no capta la influencia de la relación vuelo-canto en la resistencia de los encepados. El aumento de la carga resistida con el canto revela una colaboración de la masa de hormigón en tracción que no se está considerando. Estas tracciones posibilitarían la desviación de las bielas (fig. 2) aumentando su ángulo de inclinación respecto a la horizontal, y con él la reacción máxima (valor de comparación entre encepados con y sin excentricidad de carga) según la ecuación 1. La dirección de estas tracciones explicaría también la inclinación de las fisuras verticales más próximas a los pilotes, que siguen el mismo patrón de fisura

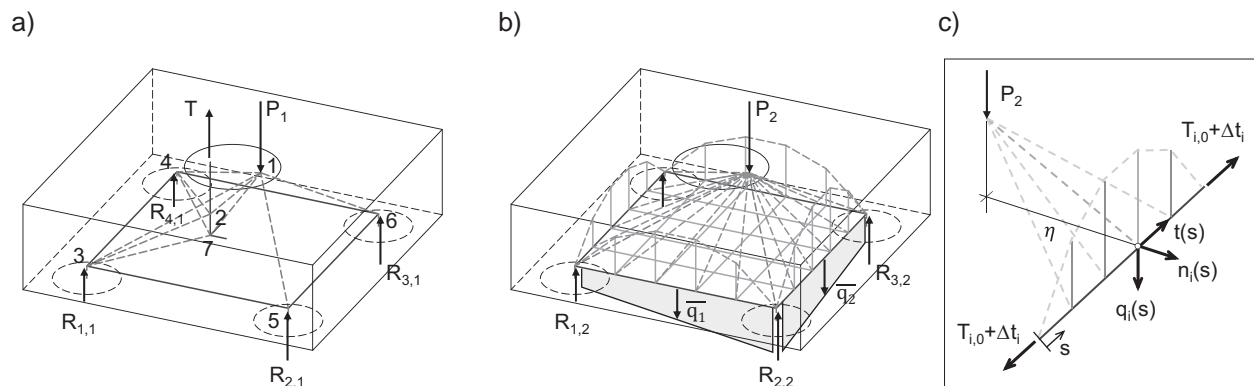


Figura 1. MBT complementarios para el diseño de encepados: a) MBT-1; b) MBT-2; c) detalle de transmisión de tracción en las bandas según el MBT-2.

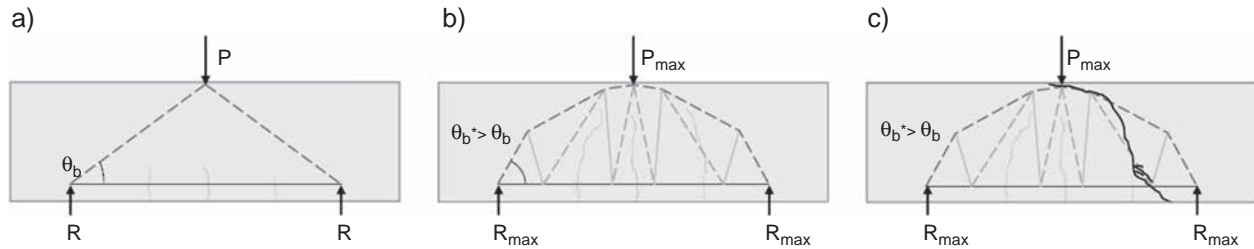


Figura 2. a) Inicio de la fisuración: modelo de descarga directa; b) carga máxima: descarga directa con desvío de compresiones por tirantes de hormigón; c) rotura al formarse la fisura crítica.

crítica que el analizado por Muttoni y Schwartz [11] para el punzonamiento en losas sin armadura de cortante.

$$R_{max} = tg\vartheta b \cdot A_{sB} \cdot f_y \cdot \begin{cases} \sqrt{3}, & 3 \text{ pilotes} \\ \sqrt{2}, & 4 \text{ pilotes} \end{cases} \quad (1)$$

### 3.2. Modelo de bielas y tirantes-2

La disposición de armadura secundaria vertical y horizontal posibilita el desarrollo de mecanismos resistentes secundarios que no se están teniendo en cuenta actualmente con el diseño basado en el MBT-1. Los resultados de la campaña experimental [7] demuestran el incremento de la carga resistida tras la plastificación al añadir armadura secundaria. En los encepados más planos ( $h=0,25$  m) pasa de un 12,6 a un 32,4% (serie 1, tres pilotes) y de un 5,8 a un 42,2% (serie 2, cuatro pilotes). No ocurre lo mismo en los encepados de mayor canto ( $h=0,45$  m), en los que la cuantía de armado obtenida para la misma carga de diseño es mucho menor y el porcentaje de carga resistida tras la plastificación se mantiene en torno al 30%, independientemente de la armadura secundaria. En estos casos, tanto la carga de plastificación como la carga última aumentan al disponer armadura secundaria.

El modelo de bielas y tirantes complementario (MBT-2) recoge el concepto de desvío de las bielas directas, presentado en la figura 2, adaptándolo a la posición de las armaduras secundarias para asegurar la transmisión de tracciones. La carga vertical se transmite a las bandas mediante bielas inclinadas. La componente vertical de estas bielas ( $q_i(s)$ ) es transmitida mediante tirantes a un arco situado en el plano vertical entre pilotes. Este arco solamente genera reacciones verticales porque está atirantado por la armadura de bandas ( $T_{i,0}$ ). A esta tracción se le añade un incremento de tracción a lo largo del tirante ( $\Delta t_i$ ) debido al apoyo de las bielas en la banda ( $t(s)$ ). La componente horizontal de las bielas inclinadas ( $n_i$ ) genera un esfuerzo de membrana sobre el plano inferior del encepado, que requiere un armado perpendicular a la banda. La carga repartida sobre las bandas se determina considerando una distribución lineal que asegure una ley plana de reacciones.

### 3.3. Reparto de la carga entre los modelos de bielas y tirantes 1 y 2

Como los tirantes principales que unen los pilotes son compartidos por ambos modelos, estos se reparten la proporción de carga resistida ( $k$ ) y  $(1-k)$  a criterio del proyectista. En una

situación de evaluación de la capacidad de un encepado con armaduras secundarias, que haya sido diseñado siguiendo otros criterios, como por ejemplo los establecidos en la EHE-08 [1], el reparto de carga se debe realizar en función de la capacidad de cada MBT, limitado por el área de armadura disponible para cada tirante. En la figura 3 se muestra de forma esquemática el procedimiento a seguir para determinar la carga resistida por cada uno de los MBT planteados ( $P_1$  y  $P_2$ ).

En primer lugar se obtiene el valor medio de la carga repartida ( $\bar{q}$ ) sobre la banda más cargada. Este valor está relacionado con la incidencia de las bielas en las bandas, cuya componente vertical se encuentra limitada por la capacidad del armado secundario vertical ( $A_{sV}$ ) y la horizontal por el área del armado secundario distribuido ( $A_{sH}$ ).

Tras hallar el valor medio de la carga repartida ( $\bar{q}$ ) compatible con la distribución de armado dada y conociendo el valor de la excentricidad de la carga aplicada ( $e_x$ ,  $e_y$ ), es posible obtener la carga resistida por el MBT-2 ( $P_2$ ) y la tracción en el tirante principal más solicitado debida al efecto arco y al incremento de tracción por apoyo de las bielas en la banda ( $T_2 = T_{2,0} + \Delta t_2$ ).

Conocido el valor de  $P_2$  y su excentricidad, se tiene la distribución de carga repartida sobre cada banda ( $q_i(s)$ ), que en este caso permite hallar la máxima reacción en el pilote debida al MBT-2 ( $R_{2,max}$ ) como valor de comparación entre series.

Una vez determinada la tracción  $T_2$ , se obtiene la tracción en el tirante principal generada por el apoyo directo de las bandas, que será la diferencia entre la capacidad total y la tracción requerida por el MBT-2 ( $T_1 = A_{sB} \cdot f_y - T_2$ ). A partir del valor de  $T_1$  se puede obtener directamente la carga resistida por el MBT-1, en términos de carga aplicada ( $P_1$ ) o de la reacción en el pilote más solicitado ( $R_{1,max}$ ).

Es habitual que al seguir las recomendaciones de la EHE-08 [1] para el cálculo de la armadura distribuida horizontal (50% del armado en bandas) y de los cercos verticales que atan las bandas (carga de diseño entre 1,5 veces el número de pilotes), no se agote la capacidad de los tirantes secundarios verticales u horizontales.

Con esta propuesta es posible justificar una mayor capacidad de carga del encepado, proporcionada por el sistema de armaduras secundarias, que de otra forma está siendo despreciado.

En la tabla 1 se recogen las estimaciones de carga para los encepados de la campaña experimental anteriormente citada, dadas por el MBT-1 y considerando la contribución de las armaduras secundarias horizontales y verticales dada por el MBT-2. Se observa claramente la mejora en la predicción de la carga última al incorporar el MBT-2.



DATOS INICIALES

$A_{sB}$ : armado en bandas  
 $A_{sH}$ : armado secundario horizontal  
 $A_{sV}$ : armado secundario vertical  
 $f_y$ : límite elástico del armado  
 $e_x, e_y$ : excentricidad de la carga  
 $L$ : distancia entre pilotes  
 $\eta$ : distancia en planta desde el punto de aplicación de la carga  $P_2$  a la banda considerada (Figura 1.c)  
 $z_1$ : brazo mecánico MBT-1  
 $z_2$ : brazo mecánico MBT-2  
 $z_{arco}$ : cota del arco en la clave  
 $v_1$ : distancia entre el centro del pilar y la resultante de las compresiones en la sección

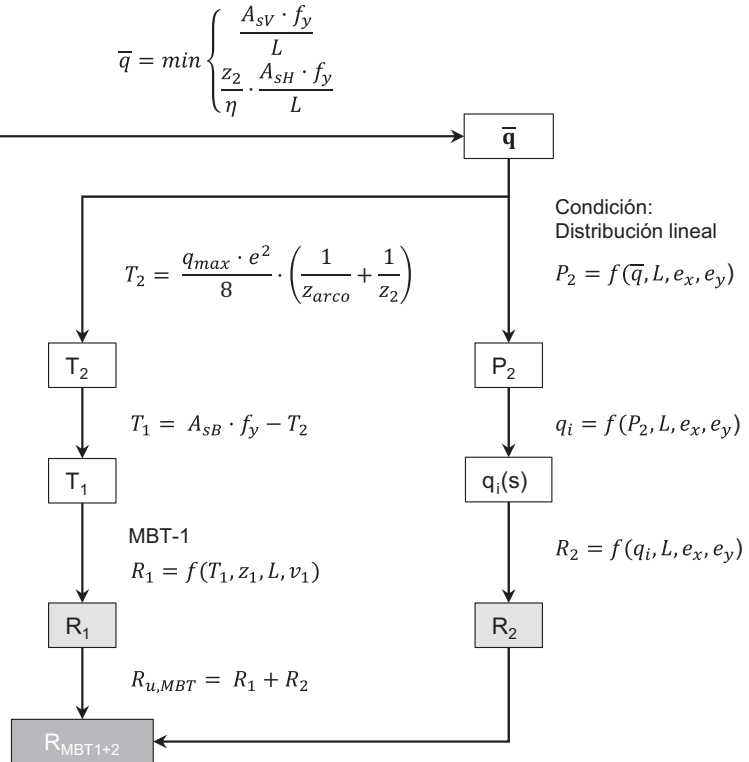


Figura 3. Diagrama de cálculo de la carga última considerando MBT-1 y MBT-2, para encepados con armaduras secundarias horizontales y verticales.

Tabla 1

Carga de rotura por pilote y resistencias estimadas por los métodos de bielas y tirantes propuestos y la formulación basada en el Código Modelo 2010

	Espécimen	v/d	$R_{y,e}$ (kN)	$R_{u,e}$ (kN)	$R_{MBT1}$ (kN)	$R_{MBT1+2}$ (kN)	$R_{MC2010}$ (kN)	$\frac{R_{y,e}/R_{MBT1}}{R_{u,e}/R_{MBT1}}$	$\frac{R_{y,e}/R_{MBT1+2}}{R_{u,e}/R_{MBT1+2}}$	$\frac{R_{u,e}}{R_{CM2010}}$
Serie 1	3P-N-A1	1,68	131,7	148,3	175,9	–	171,3	0,75, 0,84	–	0,87
	3P-N-A2	1,68	144,4	178,0	175,9	–	170,0	0,82, 1,01	–	1,05
	3P-N-A3	1,68	144,3	191,1	175,9	210,0	184,9	0,82, 1,09	0,69, 0,91	1,03
	3P-N-B1	1,12	195,3	220,1	177,2	–	231,1	1,10, 1,24	–	1,02
	3P-N-B2	1,12	184,2	236,4	177,2	–	235,8	1,04, 1,33	–	1,08
	3P-N-B3	1,12	188,9	237,7	177,2	212,9	253,9	1,07, 1,34	0,89, 1,12	0,94
	3P-N-C1	0,84	200,5	266,6	181,4	–	277,6	1,11, 1,47	–	1,02
	3P-N-C2	0,84	197,8	265,2	181,4	–	286,0	1,09, 1,46	–	1,00
	3P-N-C3	0,84	229,5	303,3	181,4	228,6	320,1	1,26, 1,67	1,00, 1,33	0,95
Serie 2	4P-N-A1	1,43	145,2	153,6	143,7	–	172,5	1,01, 1,07	–	0,89
	4P-N-A2	1,43	201,4	205,2	143,7	–	176,0	1,40, 1,43	–	1,17
	4P-N-A3	1,43	172,6	245,3	143,7	198,0	240,8	1,20, 1,71	0,87, 1,24	1,02
	4P-N-B1	0,96	144,1	189,2	141,7	–	215,2	1,02, 1,34	–	0,88
	4P-N-B2	0,96	142,5	217,7	141,7	–	213,2	1,01, 1,54	–	1,02
	4P-N-B3	0,96	196,0	282,4	141,7	199,3	288,7	1,38, 1,99	0,98, 1,42	0,98
	4P-N-C1	0,72	184,3	238,5	144,2	–	272,8	1,28, 1,65	–	0,85
	4P-N-C2	0,72	240,1	290,8	144,2	–	282,4	1,67, 2,02	–	1,03
	4P-N-C3	0,72	249,7	329,0	144,2	221,0	358,2	1,73, 2,28	1,12, 1,49	0,92
Serie 3	4P-NMM-A2	1,43	200,8	224,2	194,9	–	223,1	1,03, 1,15	–	1,00
	4P-NMM-A3	1,43	202,1	285,5	194,9	240,7	296,2	1,04, 1,46	0,84, 1,19	0,96
	4P-NMM-B2	0,96	275,7	292,0	188,5	–	288,5	1,46, 1,55	–	1,01
	4P-NMM-B3	0,96	240,1	305,6	188,5	232,2	321,0	1,27, 1,62	1,03, 1,32	0,95
	4P-NMM-C2	0,72	278,2	367,1	205,3	–	320,7	1,35, 1,79	–	1,14
	4P-NMM-C3	0,72	259,5	410,7	205,3	263,5	414,4	1,26, 2,00	0,98, 1,56	0,99
Serie 4	4P-NM-A2	1,43	183,7	195,6	140,4	–	179,6	1,31, 1,39	–	1,09
	4P-NM-A3	1,43	189,3	270,3	140,4	172,9	257,5	1,35, 1,92	1,09, 1,56	1,05
	4P-NM-B2	0,96	237,3	258,6	135,8	–	233,3	1,75, 1,90	–	1,11
	4P-NM-B3	0,96	217,4	278,6	135,8	166,8	289,6	1,60, 2,05	1,30, 1,67	0,96
	4P-NM-C2	0,72	249,7	314,2	148,0	–	275,7	1,69, 2,12	–	1,14
	4P-NM-C3	0,72	263,5	342,2	148,0	189,2	338,7	1,78, 2,31	1,39, 1,81	1,01

#### 4. Limitación de tensiones en el hormigón

Para completar el análisis basado en el método de bielas y tirantes es necesario comprobar el estado tensional en bielas y zonas nodales, de forma que no se produzca la rotura debida al hormigón por compresión o tracciones indirectas (*splitting*).

La similitud existente en los modos de rotura de la mayoría de encepados con un fallo por punzonamiento plantea considerar como criterio de limitación de tensiones en el hormigón una comprobación de punzonamiento de losas adaptada a las particularidades de la superficie de rotura observada (fig. 4a). En ese sentido, el artículo 10.4.5 del *FIB Bulletin* 12 [12] destaca la importancia de la geometría de la superficie de rotura en la resistencia a punzonamiento, especialmente cuando esta difiere de la normalmente considerada. Los ensayos sobre losas realizados por Regan [13], con variaciones en su geometría y en la distancia pilar-apoyos, lo constatan. Posteriormente Regan [14] propone un cambio en el perímetro crítico propuesto por el Código Modelo 90 [15] (precursor del actual Eurocódigo 2), pasando de  $2d$  a  $d/4$ , para la comprobación de punzonamiento en losas bajo cargas muy concentradas.

##### 4.1. Código Modelo 2010: punzonamiento de losas

La formulación de punzonamiento que presenta el Código Modelo 2010 [10] se basa en la Teoría de la fisura crítica (CSCT por sus siglas en inglés) propuesta por Muttoni y Schwartz [11],

tal y como se describe en el artículo de Fernández Ruiz et al. [16]. El concepto de fisura crítica se desarrolla para explicar el fallo por cortante en vigas sin armadura de cortante, en las que resulta necesario admitir la colaboración del hormigón en tracción para completar una celosía de transmisión de tensiones, y se extiende al fallo por punzonamiento de losas. Esta fisura crítica es responsable de la reducción de la carga última, y su abertura (proporcional a la rotación de la losa  $[\psi]$  y al canto útil  $[d]$ ) y su rugosidad (función del tamaño máximo de árido  $[d_g]$ ) se relacionan con la resistencia a punzonamiento. Admitiendo además que la resistencia a cortante es proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del hormigón, resulta la formulación que ha sido adoptada por el Código Modelo 2010 (ecuación 2).

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v,$$

$$\text{donde } k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9k_{dg}\psi d} \leq 0,6; \quad k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \quad (2)$$

El valor de la rotación de la losa en torno al pilar se puede determinar según distintos niveles de aproximación que aumentan en complejidad y precisión: desde fórmulas simplificadas basadas en ecuaciones analíticas (nivel de aproximación I) hasta modelos no lineales de elementos finitos (nivel de aproximación IV).

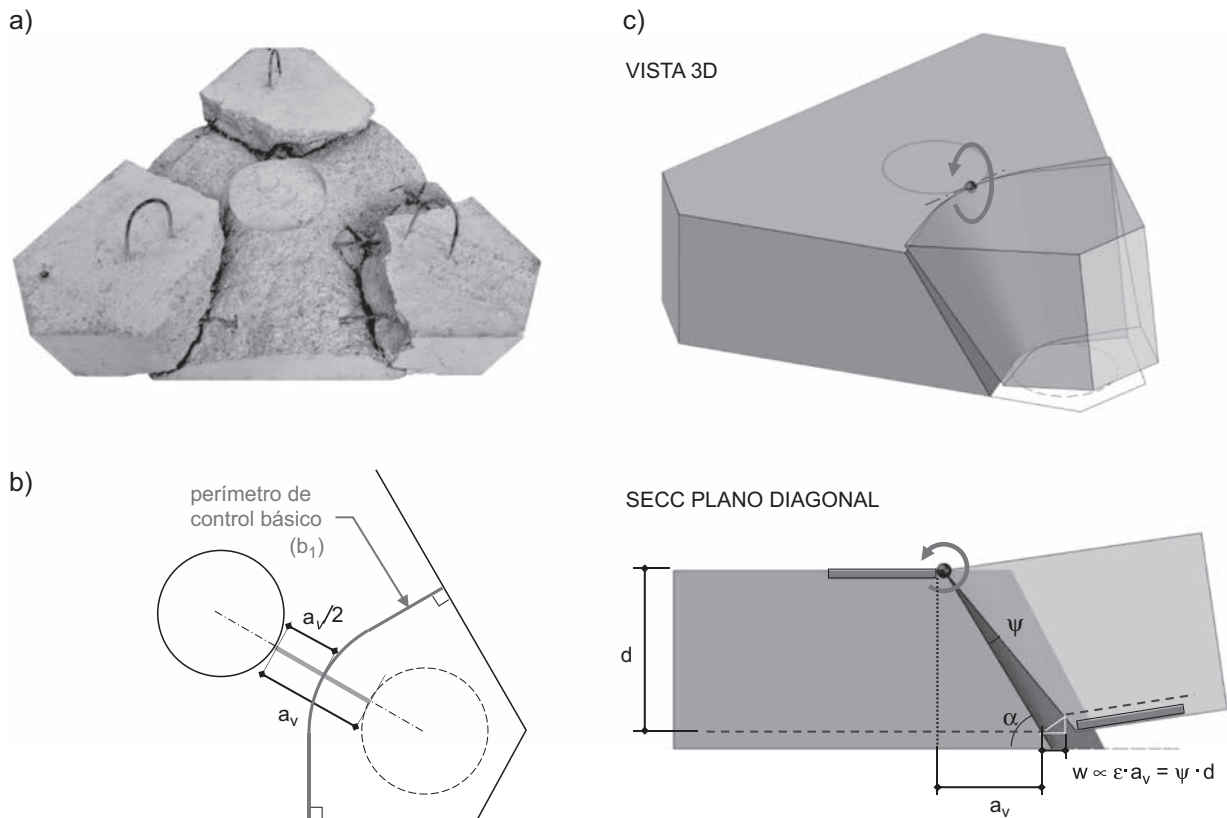


Figura 4. a) Superficie de rotura por punzonamiento (especimen 3P-N-A3); b) perímetro de control básico ( $b_1$ ); c) cinemática de la rotura por punzonamiento de encepados rígidos.

La ecuación 3 permite evaluar la contribución del armado de punzonamiento ( $A_{sw}$ ) a la resistencia. La tensión en la armadura ( $\sigma_{swd}$ ) se obtiene a partir de la expresión general propuesta por Fernández Ruiz y Muttoni [17] para la cinemática de la fisura crítica. La ecuación simplificada recogida en el Código Modelo 2010 [10] asume una tensión media para las armaduras de punzonamiento igual a la del armado situado a  $0,5d$  del área de apoyo o carga puntual. Además considera de forma implícita que el ángulo de inclinación de la fisura crítica ( $\alpha$ ) es  $45^\circ$ .

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} k_e \sigma_{swd},$$

$$\text{donde } \sigma_{swd} = \frac{E_s \psi}{6} \left( 1 + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \cdot \frac{d}{\phi_w} \right) \leq f_{ywd} \quad (3)$$

#### 4.2. Teoría de la fisura crítica adaptada a encepados de pilotes

A partir de los resultados de la campaña experimental de referencia [7] se revisan los parámetros clave de la formulación de punzonamiento del Código Modelo 2010 [10], basada en la teoría de la fisura crítica, para adaptarla a la comprobación de encepados de pilotes. La estimación de carga de la propuesta final ( $R_{CM2010} = V_{Rd,c}' + V_{Rd,s}$ ) se recoge también en la tabla 1.

##### 4.2.1. Perímetro de control básico ( $b_1$ ) para encepados rígidos

La superficie de rotura por punzonamiento observada en los encepados (fig. 4a) viene condicionada por la proximidad entre carga y apoyos. Si la carga es centrada, la rotura divide al encepado en sólidos, uno sobre cada pilote y otro sólido central bajo el pilar. Si el encepado se halla solicitado a flexión esviada, se separa únicamente el pilote que soporta mayor carga. Si el encepado se halla solicitado a flexión recta se mantiene este comportamiento en los dos pilotes más cargados, sin que se aprecie la formación de un plano de corte que atraviese la pieza. Cada uno de los sólidos sobre los pilotes puede simplificarse como tronco de cono (fig. 4c), cuya directriz resulta de unir en diagonal los bordes de pilar y pilote. La distancia entre los bordes de la carga aplicada y los apoyos ( $a_v$ , función del canto y de la separación de apoyos) será la que condicione la geometría de este sólido y, por tanto, la superficie de rotura. De forma análoga

a la descrita en el Código Modelo 2010 [10], se considera que el perímetro de control básico ( $b_1$ ) se sitúa en el plano medio de la superficie de rotura (vista en planta en la fig. 4b).

##### 4.2.2. Coeficiente de excentricidad

Cuando la distribución de esfuerzos cortantes no es uniforme a lo largo del perímetro básico, es necesario definir un perímetro de control de cortante ( $b_0$ ) equivalente, sobre el que sea posible considerar la resistencia a punzonamiento por unidad de longitud uniforme. Vaz Rodrigues et al. [18] plantean una metodología general para la determinación de este perímetro de control que consiste en hallar el valor máximo del esfuerzo cortante principal por unidad de longitud ( $v_{max,d}$ ) perpendicular al perímetro de control básico ( $b_1$ ), a partir de un modelo de elementos finitos elástico y lineal. El perímetro de control ( $b_0$ ) se obtiene dividiendo la carga puntual ( $V_d$ ) entre  $v_{max,d}$ . El coeficiente de excentricidad ( $k_e$ ) relaciona ambos perímetros de control:  $k_e = b_1/b_0$ . En la figura 5 se muestra el resultado para los encepados estudiados.

##### 4.2.3. Abertura de la fisura crítica

La cinemática del fallo por punzonamiento se describe en la figura 4c como una rotación del sólido sobre el pilote en torno a un punto situado en la cara superior del encepado en la intersección de la diagonal con el perímetro del pilar. La abertura de fisura ( $w$ ) se considera proporcional a la deformación horizontal en la base ( $\varepsilon$ ) por la distancia libre pilar-pilote ( $a_v$ ), en vez de a la rotación del encepado entorno al pilar ( $\psi$ ) por el canto útil ( $d$ ), aunque son equivalentes. Se considera preferible expresarla en términos de deformación de la base para establecer una relación más sencilla con el armado dispuesto en bandas y la armadura secundaria horizontal. De esta forma, al sustituir el factor  $\psi \cdot d$  de la ecuación 2 por  $\varepsilon \cdot a_v$ , resulta la propuesta para el cálculo de la contribución del hormigón a la resistencia frente a punzonamiento ( $V_{Rd,c}'$ , ecuación 4).

$$V'_{Rd,c} = k_e \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v, \text{ donde } k_e = \frac{1}{1,5 + 0,9 k_{dg} \varepsilon a_v} \leq 0,6 \quad (4)$$

Se requiere por último definir una expresión para el cálculo aproximado de las deformaciones en la base, de forma similar a la adoptada por los dos primeros niveles de aproximación

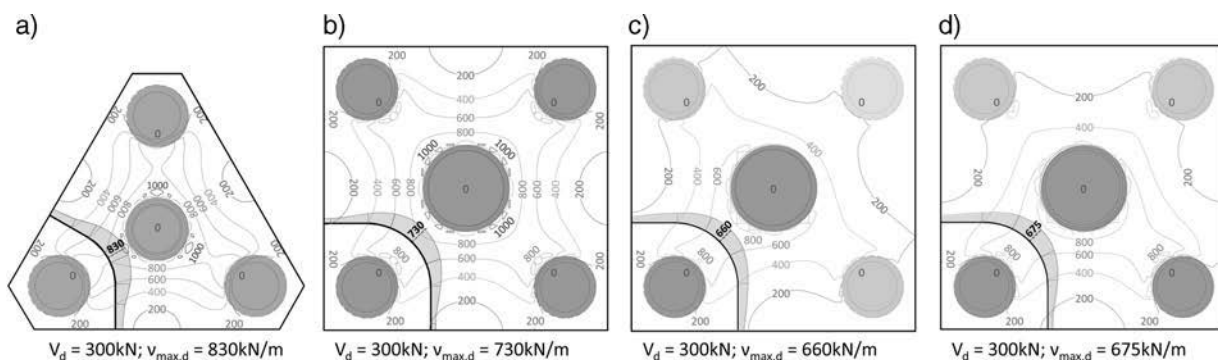


Figura 5. Isolíneas de cortante por unidad de longitud: a) tres pilotes: carga centrada; b) cuatro pilotes: carga centrada; c) cuatro pilotes: flexión esviada; d) cuatro pilotes: flexión recta.

que plantea el Código Modelo 2010 [10]. Al representar gráficamente (fig. 6a) la deformación esperable en la base ( $\varepsilon$ ) frente a la cuantía mecánica ( $\omega$ ) de cada espécimen, se observa que es decreciente con el aumento de la cuantía de armadura. Experimentalmente se comprueba que los encepados de menor canto (mayor cuantía) rompieron con deformaciones en la base menores que los de mayor canto:  $\varepsilon_{u,3P-N-A1} = 3,02\%$  frente a  $\varepsilon_{u,3P-N-C1} = 8,77\%$  y  $\varepsilon_{u,4P-N-A1} = 2,70\%$  frente a  $\varepsilon_{u,4P-N-C1} = 17,19\%$ . La deformación en la base ( $\varepsilon$ ) resulta en todos estos casos mayor a la de plastificación ( $\varepsilon_y$ ). Por otra parte, se observa que los encepados de mayor canto (menor cuantía) resisten mayor porcentaje de carga tras la plastificación de las armaduras principales que los de menor canto, debido a la existencia de mecanismos de redistribución interna de tensiones:  $\Delta P_u/P_{y,3P-N-A1} = 12,6\%$  frente a  $\Delta P_u/P_{y,3P-N-C1} = 32,4\%$  y  $\Delta P_u/P_{y,4P-N-A1} = 5,8\%$  frente a  $\Delta P_u/P_{y,4P-N-C1} = 29,4\%$ .

Ambas evidencias experimentales conducen a la definición de un factor amplificador de la deformación  $\varepsilon_y$ , basado en la relación entre la propia resistencia a punzonamiento en torno al pilote ( $V_{Rd,c}$ ) y la carga de plastificación de las armaduras ( $R_{MBT}$ ) obtenida con los MBT propuestos: MBT-1 para los encepados sin armadura secundaria vertical y MBT-1+2 para aquellos que sí la tienen. De forma simplificada, puede calcularse la  $R_{MBT}$  de los encepados con armadura vertical empleando el modelo de descarga directa, obteniendo resultados del lado de la seguridad.

Se propone la ecuación 5 para la determinación de la deformación en la base que permite obtener la resistencia a punzonamiento en encepados de pilotes, a partir de un cálculo iterativo.

$$\varepsilon = \frac{f_y}{E_s} \cdot \left( \frac{V'_{Rd,c}}{R_{MBT}} \right)^{1,5} \quad (5)$$

Analizando las ecuaciones planteadas, en el caso de que se supere la carga de plastificación ( $V_{Rd,c}/R_{MBT} > 1$ ), al seguir aumentando la carga resistida se incrementa a su vez

la deformación en la base y se va degradando la capacidad del encepado hasta alcanzar la carga de rotura. En el caso de encepados fuertemente armados a flexión ( $V_{Rd,c}/R_{MBT} < 1$ ) la rotura sería frágil sin plastificación de las armaduras en banda.

#### 4.2.4. Armadura secundaria vertical

Para determinar la tensión en la armadura vertical ( $\sigma_{swd}$ ) se recurre a la expresión general dada por Fernández Ruiz y Muttoni [17] para el caso de armadura sin adherencia (ecuación 6).

$$\sigma_{si} = E_s \cdot \frac{0,5 \cdot \psi \cdot z_i \cdot \cos \alpha}{l_s} \quad (6)$$

Según esta ecuación, la tensión dependerá tanto del ángulo de inclinación de la fisura crítica ( $\alpha$  en la fig. 4c) como de la altura a la que la superficie de rotura cruza con el armado ( $z_i$ ) y de la longitud total del cerco ( $l_s$ ). La rotación de la losa ( $\psi$ ) se obtiene como  $\varepsilon \cdot a_v/d$  para cada caso.

#### 4.2.5. Aplicación a la base de ensayos experimental

Con el objetivo de verificar el modelo, se aplica la formulación descrita a los ensayos experimentales propios (30 especímenes) y a otros 20 ensayos de encepados de cuatro pilotes bajo carga centrada con variaciones en la configuración de armado, relación vuelo-canto y cuantías mecánicas, pertenecientes a la serie de Suzuki et al. [19]. Para analizar estos especímenes se ha considerado un coeficiente de excentricidad de 0,65, tal y como indica el Código Modelo 2010 [10] para cargas en esquina, en vez de realizar el análisis de la distribución de esfuerzos cortantes con un modelo de elementos finitos. La serie de encepados de Suzuki et al. [19] compara 10 especímenes con armadura concentrada en bandas y otros 10 con la misma armadura distribuida en la base. Para definir la carga de plastificación de las armaduras ( $R_{MBT}$ ) en el segundo caso, se ha considerado únicamente el armado dispuesto sobre el ancho de la banda. Esta aproximación resulta más segura (media para los 10 especímenes con armado distribuido: 1,01, con  $\gamma_c = 1$ ) que si se considera como

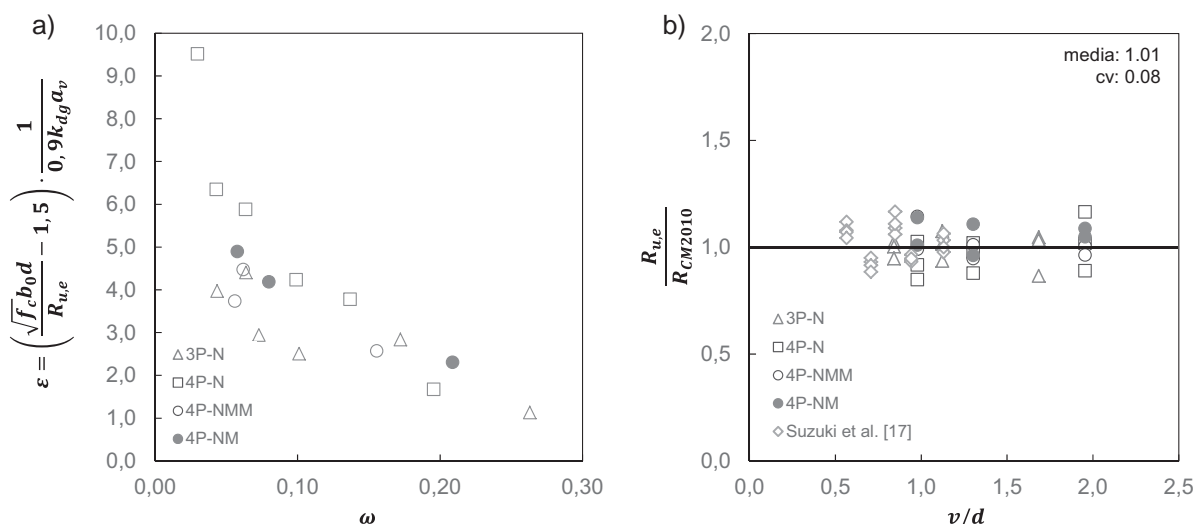


Figura 6. a) Relación entre el parámetro de deformación en la base ( $\varepsilon$ ) y la cuantía mecánica ( $\omega$ ); b) ajuste entre la carga última y la estimada por punzonamiento basado en el CM 2010.

armadura de banda la mitad del armado distribuido dispuesto en cada dirección (media 0,94, con  $\gamma_c = 1$ ).

La gráfica de la figura 6b ilustra el buen ajuste obtenido en la predicción de cargas de rotura con la teoría de la fisura crítica adaptada a encepados (media 1,01 y coeficiente de variación 0,08).

La tabla 1 muestra las estimaciones de carga obtenidas por los MBT descritos en el apartado 3 y por la formulación de punzonamiento del Código Modelo 2010 [10] adaptada a los encepados de la campaña experimental de referencia.

## 5. Conclusiones

Es necesario revisar los criterios para el diseño de encepados rígidos, basados en MBT de descarga directa (MBT-1), que resultan excesivamente conservadores en algunos casos y no permiten tener en cuenta las armaduras secundarias horizontales y verticales que prescribe por ejemplo la EHE-08 [1].

El MBT-2 propuesto complementa el modelo de descarga directa, repartiendo parte de la carga sobre las bandas. Es un modelo desarrollado para los casos en los que existen estas armaduras secundarias, y la estimación de carga de rotura respecto a los encepados estudiados confirma su validez. Con el MBT-2, el diseño de las armaduras secundarias horizontales y verticales queda justificado con un criterio mecánico que otorga mayor libertad y seguridad al proyectista, al tiempo que permite optimizar la distribución de armado.

Los MBT requieren una comprobación adicional de resistencia del hormigón (bielas y nudos), que en este caso se sustituye por una verificación de la resistencia a punzonamiento. Se ha enfocado el análisis tomando como referencia la teoría de la fisura crítica, que explica la resistencia a cortante o punzonamiento en vigas y losas sin armadura vertical. De forma análoga se han encontrado posibles trayectorias de compresiones y tracciones resistidas por el hormigón que justifican el desarrollo de esta fisura crítica y el incremento de resistencia al aumentar el canto disponible.

Se presentan las claves para adaptar la formulación de punzonamiento del Código Modelo 2010 [10] al caso particular de encepados. En primer lugar, el perímetro de control básico ( $b_1$ ) está condicionado por la separación en planta de pilar y pilotes. En segundo lugar, es recomendable realizar una aproximación del coeficiente de excentricidad ( $k_e$ ) mediante modelos EF dada la irregularidad de la distribución de cortantes en el perímetro de control básico, aunque se considera válido el valor propuesto por el Código Modelo 2010 [10] para pilares en esquina ( $k_e = 0,65$ ). Por último, se describe la abertura de fisura proporcional a la deformación horizontal ( $\epsilon$ ) en la base del encepado, cuyo valor depende de la carga de plastificación determinada a partir de los MBT propuestos. Al introducir en la formulación planteada este parámetro es posible tener en cuenta la influencia del armado dispuesto. Además, según el valor del cociente ( $V_{Rd,c}/R_{MBT}$ ) es posible determinar si la rotura se produce antes o después de la plastificación de la armadura.

También es posible considerar la contribución de la armadura secundaria vertical ( $V_{Rd,s}$ ) acudiendo a la expresión general para

el cálculo de la tensión de trabajo en función de la cinemática de la fisura crítica descrita.

## Agradecimientos

Los autores agradecen la financiación recibida por el Ministerio de Economía y Competitividad a través del Subprograma de Proyectos de Investigación Fundamental no orientada al proyecto Estudio Experimental y Numérico de Regiones D Tridimensionales de Hormigón Armado: Encepados y Cálices (BIA2012-323000) y mediante las ayudas para contratos predoctorales para la formación de doctores (BES-2013-063409).

## Bibliografía

- [1] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-2008, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
- [2] CEN, Eurocode 2: Design of concrete structures—Part 1-1: General rules and rules for buildings; Spanish version UNE-EN-1992-1-1:2004, 2013.
- [3] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-14/ACI 318S-14), American Concrete Institute, Detroit, 2014.
- [4] FIB, Design examples for strut-and-tie models. FIB Bulletin 61, 2011.
- [5] P. Adebar, Z. Zhou, Bearing strength of compressive struts confined by plain concrete, *ACI Struct. J.* 90 (1993) 534–541.
- [6] P. Adebar, Z. Zhou, Design of deep pile caps by strut-and-tie models, *ACI Struct. J.* 93 (1996) 437–448.
- [7] L. Miguel-Tortola, L. Pallarés, P. Miguel, Estudio experimental de la influencia del armado secundario horizontal y vertical en encepados de hormigón bajo cargas centradas y excéntricas, Congreso Internacional Estructuras - VII Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Coruña (2017).
- [8] U.G. Jensen, L.C. Hoang, Collapse mechanisms and strength prediction of reinforced concrete pile caps, *Eng. Struct.* 35 (2012) 203–214, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.11.006>
- [9] J.T. Simões, D.M.V. Faria, A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, Limit Analysis for Punching Shear Design of Compact Slabs and Footings, en: *Fib Symposium*, Copenhagen, Denmark, 2015, p. 13.
- [10] Fédération Internationale du Béton (FIB), Model Code 2010, final drafts (Vol. 2), Lausanne, Switzerland, 2012.
- [11] A. Muttoni, J. Schwartz, Behaviour of beams and punching in slabs without shear reinforcement, *IABSE Reports*. 62 (1991) 703–708.
- [12] Fédération Internationale du Béton (FIB), Punching of structural concrete slabs. FIB Bulletin 12, Lausanne, Switzerland, 2001.
- [13] P.E. Regan, The dependence of punching resistance upon the geometry of the failure surface, *Mag. Concr. Res.* 36 (1984) 3–8.
- [14] P.E. Regan, Punching of slabs under highly concentrated loads, *Proc. Inst. Civ Eng. Struct. Build.* 157 (2004) 165–171.
- [15] CEB-Fédération Internationale du Béton (FIB), Model Code 1990, Thomas Telford, London, 1993.
- [16] M. Fernández Ruiz, J. Sagaseta, A. Muttoni, La teoría de la fisura crítica como base teórica para el diseño de losas frente a punzonamiento en el nuevo Código Modelo 2010 [The Critical Shear Crack Theory as a physical model for punching shear design and its implementation into new Model Code 2010], *Hormigón y Acero*. 263 (2012) 49–63.
- [17] M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement, *ACI Struct. J.* 106 (2009) 485–494.
- [18] R. Vaz Rodrigues, M.F. Ruiz, A. Muttoni, Shear strength of R/C bridge cantilever slabs, *Eng. Struct.* 30 (2008) 3024–3033, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.04.017>
- [19] K. Suzuki, K. Otsuki, T. Tsubata, Influence of bar arrangement on ultimate strength of four-pile caps, *Trans. Japan Concr. Inst.* 20 (1998) 195–202.



# Propuesta de unión viga-pilar mediante pernos conectores: Análisis por método de elementos finitos y ensayos experimentales

*A proposal of a beam-to-column joint using shear studs: Finite element methods and experiments*

Antonio Aznar López<sup>a,\*</sup>, José I. Hernando García<sup>b</sup>, Jesús Ortiz Herrera<sup>c</sup> y Jaime Cervera Bravo<sup>d</sup>

<sup>a</sup> Doctor en Arquitectura, Universidad Politécnica de Madrid, Profesor Ay. Doctor, Madrid, España

<sup>b</sup> Doctor en Arquitectura, Universidad Politécnica de Madrid, Profesor Titular, Madrid, España

<sup>c</sup> Doctor en Ingeniería de C.C.y P., Universidad Politécnica de Madrid, Catedrático de Universidad, Madrid, España

<sup>d</sup> Doctor en Arquitectura, Universidad Politécnica de Madrid, Catedrático de Universidad, Madrid, España

Recibido el 29 de marzo de 2017; aceptado el 26 de abril de 2017

Disponible en Internet el 18 de agosto de 2017

## Resumen

El objetivo principal de este trabajo consiste en proponer una alternativa más económica y viable para las uniones entre forjados de hormigón y pilares metálicos. La solución que se propone en este trabajo consiste en un grupo de pernos conectores destinados a transferir las solicitaciones desde los forjados de hormigón hasta los pilares metálicos; consiste en una unión primaria, que es válida tanto para vigas de hormigón como para losas, y que aporta numerosas ventajas respecto a las uniones habituales, entre las que se destaca la simplicidad, la posibilidad de industrialización, la seguridad y la alta capacidad de transmisión de cortante.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

*Palabras clave:* Unión viga-pilar; Perno conector; Estructuras

## Abstract

The main aim of this work is to propose an alternative beam-to-column joint for use in building structures. This novel solution consists of a group of headed studs, and has been conceived to connect reinforced concrete floors to steel columns. It is a primary structural joint and it can be used both in conventional concrete beams and in slabs. The alternative approach presented in this work offers significant benefits compared to conventional joints. Some of these advantages are regarding simplicity, industrialisation possibilities, shear strength capacity, as well as the excellent weld safety due to the use of headed studs.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

*Keywords:* Beam to column joint; Shear stud; Structures

## 1. Introducción

El diseño de unión propuesto en este trabajo consiste en una unión primaria, capaz de transmitir las solicitaciones desde las vigas de hormigón hasta los pilares metálicos [1,2]. Cabe

destacar que este diseño de unión es válido tanto para forjados de hormigón como para losas. Además, aporta numerosas ventajas respecto a las uniones habituales, entre las que se destaca la sencillez, la posibilidad de industrialización, la seguridad y la alta capacidad de transmisión de cortante, comparada con las uniones convencionales [3].

Actualmente, el tipo de uniones que se utiliza en estructuras de edificación están formadas por perfiles metálicos UPN soldados en crucetas a los pilares. Esta tipología requiere una exhaustiva labor de control y supervisión, esenciales para poder asegurar los niveles de seguridad requeridos [4,5].

Véase contenido relacionado en DOI:

<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.05.001>

\* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: antonio.aznar@upm.es (A. Aznar López).

Una de sus principales desventajas es su relación coste-seguridad.

## 2. Propuesta de unión viga-pilar

Los autores de este trabajo han desarrollado un nuevo diseño de unión viga-pilar utilizando las numerosas ventajas que ofrecen los pernos conectores; su geometría proporciona una alta capacidad para la resistencia de las tensiones tangenciales. La mayor ventaja de los pernos es el elevado nivel de seguridad, junto con la gran resistencia de su soldadura [6].

En la figura 1 se puede observar la unión propuesta, concebida para una viga continua de hormigón armado en una estructura de pilares metálicos.

### 2.1. Especificaciones de la unión

Las uniones viga-pilar mediante pernos conectores deben estar compuestas por un mínimo de cuatro pernos para la transmisión del cortante. La dimensión de estos pernos no debe ser en

ningún caso menor de 16 mm de diámetro y 125 mm de longitud, para cumplir con los mínimos normativos europeos [7].

La armadura horizontal  $A_h$  representada en la figura 1 ha sido diseñada principalmente para dotar a la unión de mayor resistencia frente al «fallo local» del hormigón. Se trata de una rotura bien conocida en anclajes, que sucede en las situaciones en las cuales existe proximidad a un borde libre, y se produce por el agotamiento de la capacidad resistente del hormigón.

La armadura  $A_c$  que rodea a los pernos conectores en la figura 1 se destina a evitar el fallo por «arrancamiento». Ambos modos de rotura son habituales en anclajes de hormigón y se encuentran recogidos en la normativa [8].

En esta unión los pernos conectores han sido destinados a transferir los esfuerzos de cortante desde la viga (o losa) hasta el pilar.

## 3. Análisis por elementos finitos

Se ha analizado mediante el método de elementos finitos (MEF) con Ansys un modelo en tres dimensiones del nudo entre una viga de hormigón y un pilar metálico, ambos unidos mediante pernos conectores.

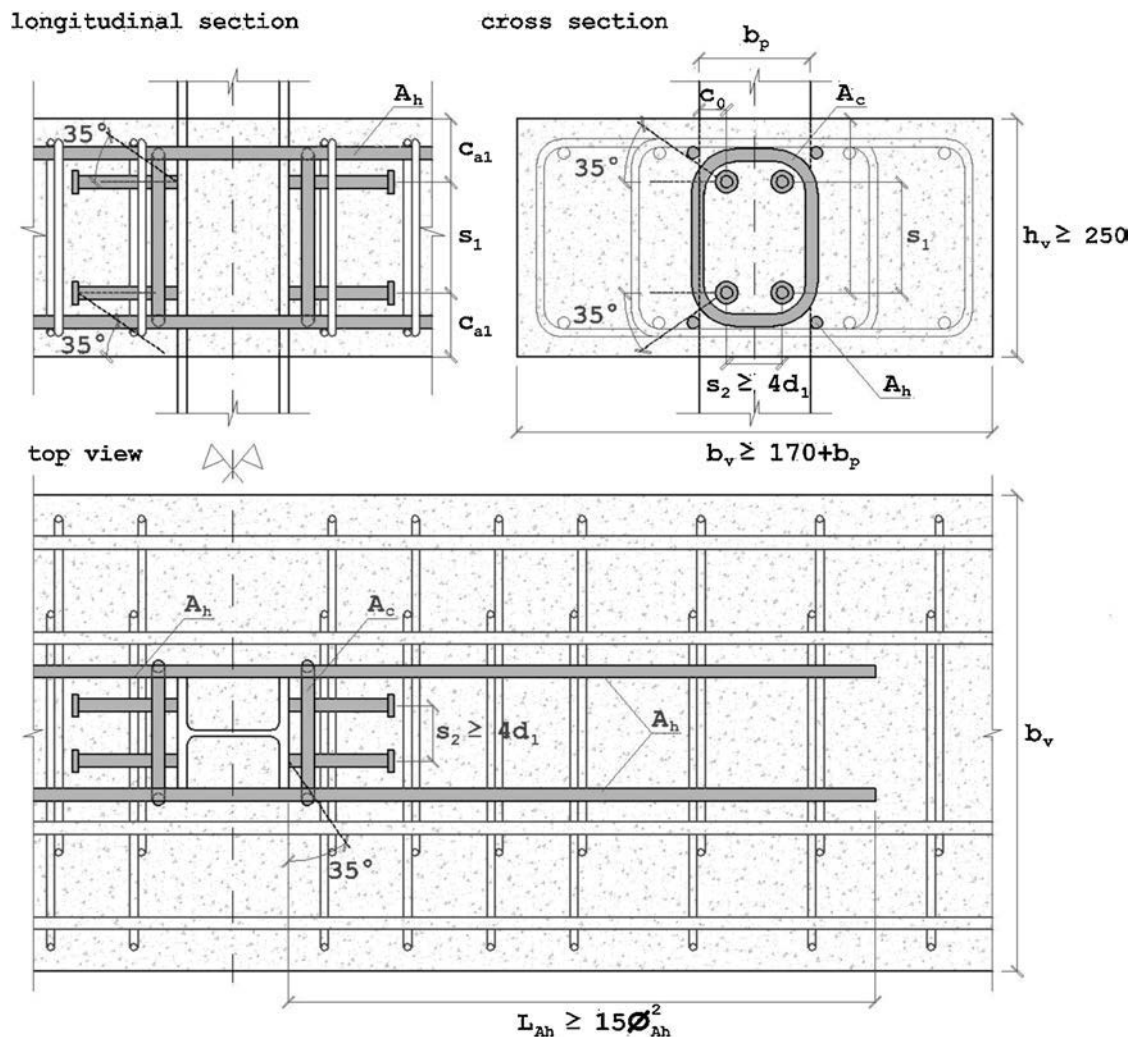


Figura 1. Unión mediante pernos conectores.

En el modelo de unión estudiado se han introducido una serie de condiciones desfavorables para su comportamiento mecánico con el objetivo de facilitar los ensayos experimentales que se describen más adelante. Ejemplo de estas condiciones desfavorables son la interrupción en la continuidad de la armadura del hormigón; evitar embeber el pilar metálico dentro de la viga de hormigón; la reducida dimensión de los pernos conectores, etc.

La métrica de los pernos conectores utilizados es  $\Phi 10 \cdot 100$ ; se trata de los de menor calibre disponible en el mercado. Sus dimensiones son de  $d_p = 10$  mm de diámetro y  $l_p = 100$  mm de longitud. La fabricación del nudo con estos pernos proporcionará la menor resistencia posible y resulta así más apropiada para el posterior ensayo en laboratorio.

Cabe destacar que la capacidad resistente de la unión debida al fallo del acero no está limitada por las tensiones obtenidas en el análisis numérico por Ansys, sino que se encuentra limitada por la resistencia a cortante de los pernos conectores, calculada mediante (1), donde  $\gamma$  corresponde al factor de seguridad de 0,75 y 0,64, de acuerdo a la normativa [8] y [7], respectivamente;  $n$  es el número de pernos,  $A_n$  el área de la sección y  $f_u$  la resistencia última del acero (450 MPa).

$$V_R = \gamma \cdot n \cdot A_n \cdot f_u \quad (1)$$

### 3.1. Detalles del modelo de método de elementos finitos

Como se ha indicado previamente, el análisis numérico sobre el comportamiento mecánico de la unión se ha realizado mediante el programa comercial Ansys. El modelo se ha construido a partir de la simplificación de la unión representada en la figura 2.

El acero de los pernos ha sido modelizado mediante el elemento de Ansys Solid-285. Se trata de un elemento lineal, elástico e isótropo que ha sido definido con un módulo de elasticidad de  $E_s = 210$  GPa y un coeficiente de Poisson de  $\nu = 0,3$  (fig. 2).

El hormigón de la viga se ha modelizado mediante el elemento Solid-65. Este elemento se define mediante ocho nodos, con tres grados de libertad cada uno: traslación en los ejes  $x$ ,  $y$  y  $z$ . Además, es capaz de simular la fisuración bajo esfuerzos de tracción y de aplastamiento bajo compresión.

El comportamiento del hormigón durante el periodo elástico se ha definido mediante un módulo de Young de  $E_c = 20$  GPa y un coeficiente de Poisson de  $\nu = 0,2$ . Estos factores sirven para simular el hormigón en las primeras etapas, cuando las deformaciones son lineales.

Ansys analiza la deformación del hormigón suponiendo unidos los distintos nodos de los elementos. Sin embargo, es posible aplicar factores de reducción para simular la disminución de la capacidad a cortante que ocurre con la fisuración. Estos coeficientes, uno para fisuras abiertas y otro para fisuras cerradas, deben encontrarse dentro del rango  $0 < \beta \leq 1$ . En los modelos analizados se ha caracterizado un hormigón convencional mediante los factores  $\beta_t = 0,4$  y  $\beta_c = 0,4$ .

Ansys simula la fisuración del hormigón modificando las ecuaciones constitutivas del hormigón durante el proceso de la fisuración, generando las superficies de fractura a partir de las fisuras. En los modelos realizados, el hormigón ha sido definido mediante los cinco parámetros de Willam&Warnke [9] para estudiar la fisuración que se puede producir en el hormigón en el proceso de transmisión de la carga desde la viga de hormigón hasta el pilar.

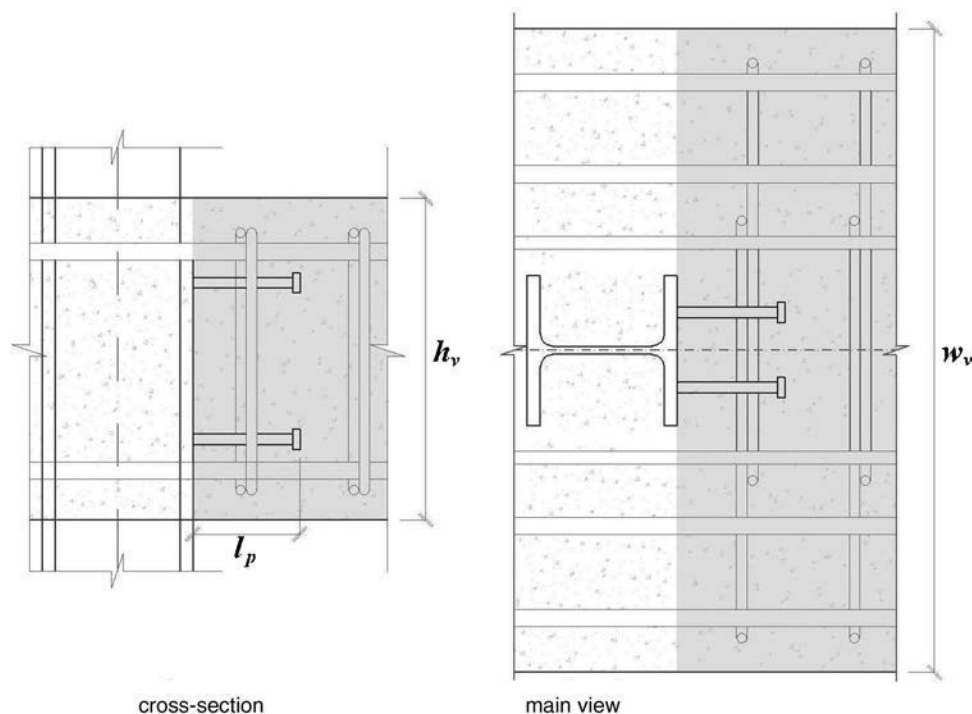


Figura 2. Unión estudiada.

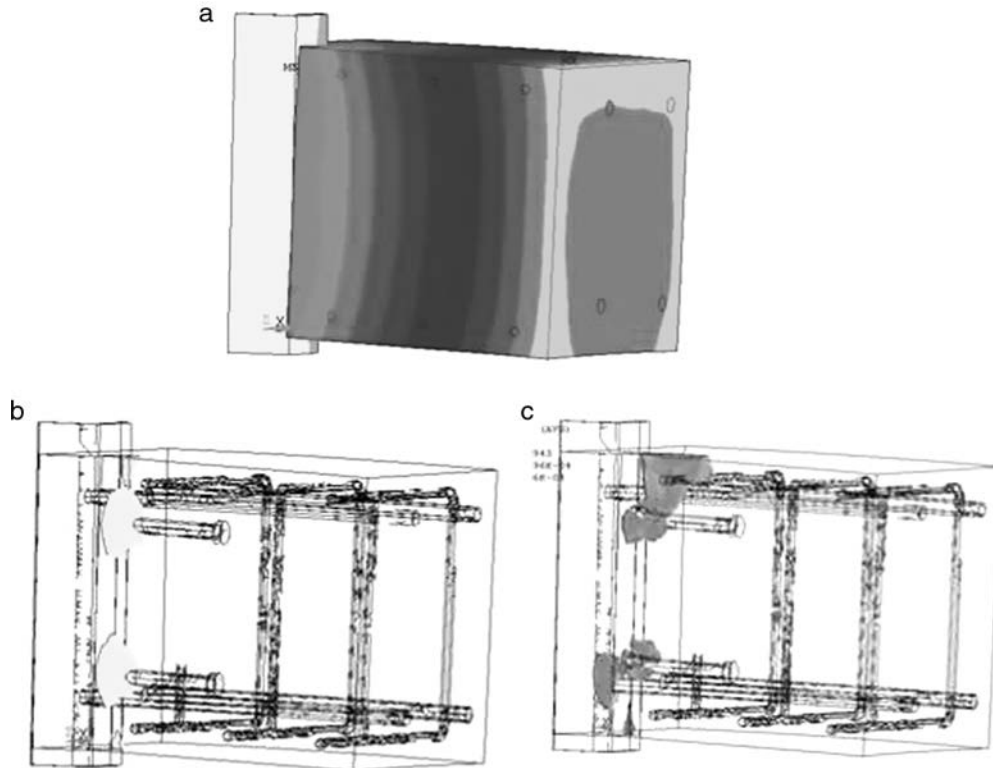


Figura 3. Resultados gráficos del modelo de MEF. a) deformación vertical; b) tensión longitudinal máxima; c) hormigón fisurado.

El primer valor corresponde a la resistencia característica del hormigón a compresión,  $f_{ck}$ , que ha sido tomado como 25 MPa. El segundo es la resistencia a tracción  $f_t$  y ha sido considerado como  $f_{ck}^{2/3} = 2,5$  MPa de acuerdo a la EHE [10].

La resistencia última a compresión biaxial  $f_{cb}$  ha sido considerada como  $f_{cd}$ , de acuerdo a [4], y la resistencia a compresión hidrostática uniaxial  $f_1$  y biaxial  $f_2$ , han sido estimadas como  $1,45 f_{ck}$  y  $1,725 f_{ck}$ , de acuerdo a los manuales de Ansys sobre la simulación de modelos con materiales no lineales.

Los perfiles, pernos y armados de acero, y el hormigón de la viga del modelo que ha sido estudiado han sido mallados mediante elementos tetraédricos de tamaño variable. Los elementos de menor tamaño se han concentrado en las proximidades de las soldaduras de los pernos.

En la definición del modelo de unión, la simetría del nudo ha permitido realizar un modelo numérico simétrico con las consiguientes ventajas computacionales. De este modo, el modelo se compone por una cuarta parte del perfil HEB-140, de dos únicos pernos conectores y de media viga de hormigón, con sus respectivas armaduras.

Las condiciones de contorno aplicadas en el modelo consisten en coaccionar los desplazamientos verticales en los nodos de las secciones superior e inferior del pilar metálico. Obviamente, todos los desplazamientos perpendiculares a los planos de simetría han sido impedidos.

Los desplazamientos verticales de las secciones de las armaduras del plano central de simetría de la viga no han sido coaccionados para permitir la transmisión del esfuerzo cortante en los pernos.

Finalmente, la carga ha sido introducida mediante desplazamientos verticales en lugar de cargas para facilitar la convergencia en el cálculo de Ansys.

### 3.1.1. Resultados del análisis por método de elementos finitos

Los resultados más relevantes obtenidos en el análisis por MEF son la carga máxima resistente de la unión de 61 kN, y el modo de rotura: por fallo local del hormigón ubicado en la parte superior de la soldadura del perno superior.

La figura 3 muestra un resumen de los resultados gráficos obtenidos.

### 3.2. Ensayos experimentales

Se han ensayado en laboratorio cinco probetas de unión hasta la rotura. Los ensayos se han realizado en el Instituto de Ciencias de la Construcción (ICC) Eduardo Torroja, del CSIC.

Dos de las probetas ensayadas (probetas A) han sido fabricadas conforme a la configuración, condiciones desfavorables y dimensiones utilizadas en los modelos analizados por MEF.

En una de las dos probetas se utilizó una lámina de teflón en la superficie de contacto entre la viga de hormigón y el pilar de acero para reducir el efecto del rozamiento. Esta práctica se realiza con el fin de poder estimar la contribución que la adherencia ejerce sobre la resistencia de la unión.

Tres probetas adicionales (probetas B) de la unión han sido ensayadas. En este segundo grupo de probetas no se han introducido algunas de las condiciones desfavorables aplicadas en

Tabla 1  
Resumen probetas ensayo

Probeta	Pernos	Adherencia	Viga-pilar
A-1	4 $\Phi$ 10-100	Reducida (teflón)	Aislado (teflón)
A-2	4 $\Phi$ 10-100	Normal	Adyacente
B-1	4 $\Phi$ 16-125	Reducida (teflón)	Adyacente
B-2	4 $\Phi$ 16-125	Normal	Adyacente
B-3	4 $\Phi$ 16-125	Total	Embebido

los diseños anteriores con el propósito de obtener el comportamiento similar al de las estructuras en edificación.

Las probetas B han sido fabricadas con pernos de mayor diámetro (16 mm), con unas armaduras  $A_h$  y  $A_c$  progresivamente superiores y B-2 y B-3 sin la lámina de teflón. En la probeta B-3 se ha embebido el pilar metálico en la viga para aproximarse más a la situación real que se produciría en una estructura de edificación. La tabla 1 resume las características de las probetas ensayadas.

### 3.2.1. Materiales y métodos

Los materiales y dimensiones de cada elemento que conforman las probetas son los mismos que los empleados en los modelos de MEF. Sus especificaciones y características se resumen a continuación.

Los pilares metálicos corresponden a HEB-140, fabricados con acero S-235 JR.

Los pernos conectores son Köco, fabricados en acero 37,3 K y soldados según las especificaciones del fabricante mediante arco eléctrico, logrando una tensión mínima garantizada de 450 MPa en el fuste.

Las vigas de hormigón han sido fabricadas, como ya se ha indicado, con hormigón HA25/B/20/I. La resistencia media obtenida a los 28 días es de 27,6 MPa. Las armaduras corresponden con un acero B-500S.

Los ensayos realizados (los dos de probetas A y los tres de probetas B) en uniones se han llevado a cabo mediante la disposición de flexión en tres puntos. Las uniones se han dispuesto en un extremo de las vigas, de modo que el esfuerzo cortante resistido por la unión corresponde a la mitad de la carga ejercida por el pistón de la máquina de ensayo, dado que la carga se aplicaba en el centro de la viga.

La figura 4 muestra cómo la articulación del apoyo se encontraba alineada con la cara exterior del ala del perfil. De este modo la totalidad de la reacción debe ser transmitida mediante los pernos conectores.

Los ensayos se instrumentaron mediante transductores de desplazamiento vertical y horizontal, tal como se puede observar en la figura 4. Las tensiones producidas en los pernos conectores y en las armaduras (únicamente en las armaduras más próximas a la unión) se midieron mediante bandas extensométricas.

### 3.2.2. Resultados

La resistencia a cortante obtenida en los ensayos experimentales de las probetas A y B se resumen en la tabla 2.

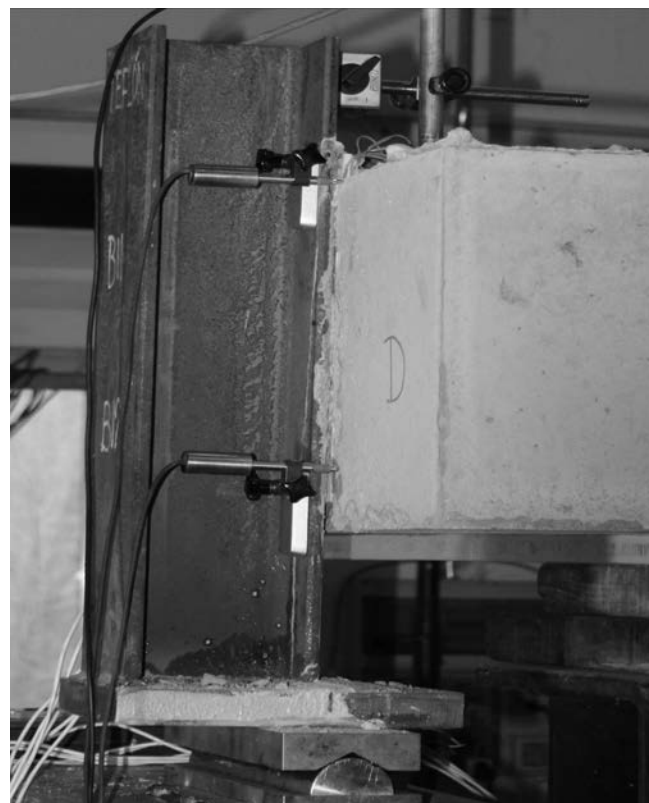


Figura 4. Detalle del apoyo en el ensayo del nudo.

Tabla 2  
Resumen probetas ensayo

Probeta	Resistencia (kN)	Modo de rotura
A-1	62,9	Fallo local hormigón
A-2	67,1	Fallo del acero
B-1	168,5	Fallo hormigón
B-2	183,4	Fallo hormigón
B-3	> 490	Flexión pilar

## 4. Discusión

El diseño de nudo estructural que se propone en este trabajo se encuentra orientado a los edificios de viviendas de baja y media altura. Las estructuras de esta tipología de construcciones se caracterizan por luces cortas (entre 3 y 5,5 m habitualmente) y cargas bajas de uso (entre 9 y 10,5 kN/m<sup>2</sup>).

En esta tipología de estructuras, los valores usuales de sollicitación de cortante en nudos pueden variar desde los 65 kN hasta los 140 kN.

Los valores de cortante obtenidos en los ensayos de laboratorio de las probetas B, en las que se han utilizado únicamente cuatro pernos del tamaño mínimo de acuerdo a la normativa europea (16 mm de diámetro), demuestran que la unión mediante pernos conectores presentada en este trabajo es capaz de resistir sobradamente los valores típicos de sollicitación de cortante en estructuras de edificación de uso de viviendas o similar.





Figura 5. Comparación entre resultados experimentales y simulación por método de elementos finitos (MEF).

#### 4.1. Adherencia y rozamiento

Los resultados de los ensayos experimentales de las probetas A1, A2, B1 y B2 demuestran que una parte de la sollicitación del cortante se transmite en el nudo por rozamiento [11]. Al comparar la resistencia de las probetas en las que se ha reducido la adherencia disponiendo teflón en la superficie de contacto entre el hormigón de la viga y el acero del perfil (A1 y B1) con sus análogas sin teflón (A2 y B2) se obtiene que un 6 y un 8%, respectivamente, de la carga es transmitida por rozamiento a través de la unión al pilar.

El resultado del ensayo experimental de la probeta B-3, en el que el pilar metálico se encontraba embebido dentro de la viga, demuestra el enorme porcentaje de sollicitación de cortante que puede llegar a ser transmitido por adherencia y cortante. En este caso, la resistencia de la unión superó con creces la carga

prevista, llegando a producirse la rotura por la abolladura de las alas del perfil debido al momento flector del perfil. Es importante destacar que, aun si llegar a alcanzar la rotura de la unión, esta ha sido capaz de resistir un 350% de la sollicitación de cortante que se puede llegar a producir en las estructuras para las que estas uniones han sido diseñadas.

#### 4.2. Comparación de los resultados del método de elementos finitos con los resultados experimentales

Al comparar los resultados experimentales con las simulaciones por MEF se puede observar que el modo de rotura previsto por Ansys coincide con el modo de rotura obtenido experimentalmente en los ensayos de laboratorio. Los resultados obtenidos con el análisis por MEF demuestran que Ansys simula correctamente la fisuración del hormigón en este tipo de uniones y

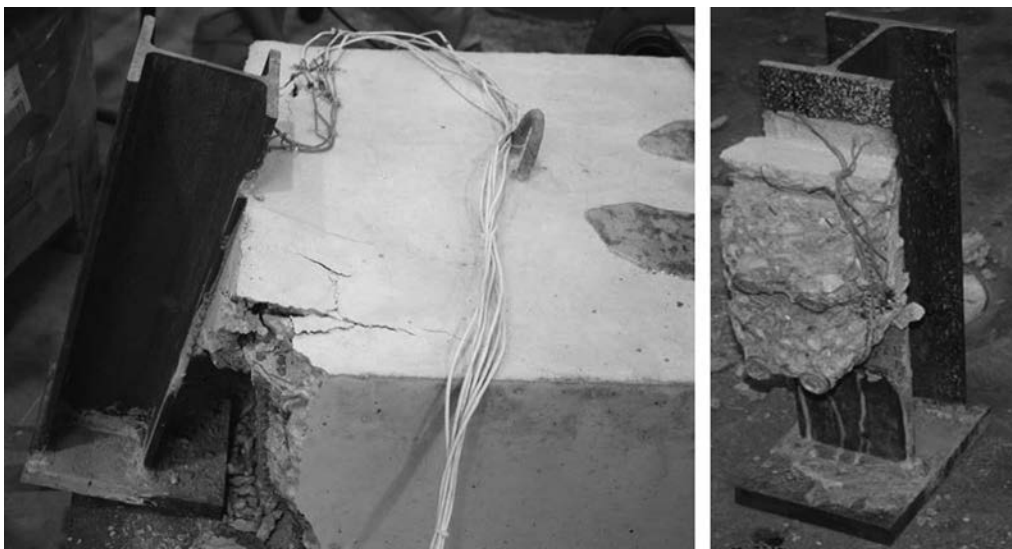


Figura 6. Rotura por fallo del hormigón.

que es capaz de reproducir su comportamiento mecánico hasta la rotura.

Sin embargo, la carga de rotura ha resultado ser superior en los ensayos experimentales que en las previsiones numéricas. En la figura 5 se puede observar una comparación entre los resultados experimentales y la simulación de Ansys.

En la parte izquierda de la figura 6 se puede observar la probeta A-2 una vez alcanzada la rotura. Se puede ver que la rotura se ha producido por el fallo local del hormigón.

En la parte derecha (fig. 5) se puede observar una superposición con la previsión de Ansys. La zona coloreada corresponde a los elementos de hormigón que han sido fisurados y han producido la superficie de fractura que ha hecho colapsar la unión.

Si la resistencia de la unión se encontrara limitada por la capacidad resistente del acero de los pernos, el cortante máximo resistido por la unión no podría superar al valor de  $V_R$ . Este puede estimarse mediante la ecuación (1). De acuerdo a la normativa europea, más restrictiva que la americana, la resistencia máxima por fallo del acero de los pernos de las probetas tipo A y tipo B son de 90,5 kN y de 231,5 kN.

En la tabla 2 se puede observar que la probeta A-2, cuya rotura se produjo por el agotamiento de la capacidad resistente del acero de los pernos, alcanzó una resistencia menor que la estimada mediante la fórmula 1. Esto demuestra la importancia de la participación del hormigón en el comportamiento mecánico de la unión y en la estimación de su resistencia.

## 5. Conclusiones

Los resultados obtenidos en los ensayos experimentales han permitido confirmar los modos de rotura previstos por los modelos numéricos. Sin embargo, los resultados experimentales han demostrado en general una resistencia de las uniones considerablemente superior a las estimadas por aquellos modelos, principalmente debido al efecto positivo de las armaduras de refuerzo y a la transmisión de una fracción sustancial del esfuerzo cortante por adherencia y rozamiento.

El diseño de unión viga-pilar que se expone en este trabajo es viable como nudo estructural para transmitir la sollicitación de cortante desde las vigas o losas de hormigón armado hasta los pilares metálicos.

La unión propuesta aporta múltiples y significativas ventajas respecto a las uniones convencionales, como pueden ser la simplificación, la posibilidad de industrialización, la alta capacidad resistente a cortante y la gran seguridad que ofrecen pernos conectores.

## Financiación

Asociación para la Promoción Técnica del Acero (APTA).

## Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo y financiación confiada por la Asociación para la Promoción Técnica del Acero (APTA), sin la cual no hubiera sido posible realizar este trabajo.

## Bibliografía

- [1] A. Aznar, J.I. Hernando, J. Ortiz, J. Cervera, Conexión de forjados de hormigón a soportes metálicos, Congreso ACHE. Resumen de comunicaciones (2008).
- [2] A. Aznar, J. Cervera, J. Ortiz, J.I. Hernando, Investigación analítica y experimental de uniones mixtas en edificación mediante pernos conectores, Congreso ACHE. Resumen de comunicaciones (2011).
- [3] A. Aznar, J.I. Hernando, J. Ortiz, F. Magdalena, J. Cervera, An alternative beam-to-column connection in building structures, IABSE Symposium Report, IABSE Madrid Symposium: Engineering for Progress, Nature and People 6 (2014) 1726–1731.
- [4] R. Leon, T. Shear Strength, Hysteretic Behavior of Interior Beam-Column Joints, Structural Journal. 87 (1990) 3–11.
- [5] A. Ghobarah, A. Said, Shear strengthening of beam-column joints, Engineering Structures 24 (7) (2002) 881–888.
- [6] A. Aznar, J. Cervera, J. Ortiz, J.I. Hernando, Ensayo no destructivo de soldaduras en pernos conectores mediante inspección acústica, Informes de la Construcción 64 (2012) 527.
- [7] UNE-EN 1994-1-1:2013. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, 2013.
- [8] ACI Committee 318-409, Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI 318 Appendix D, American Concrete Institute, 2008.
- [9] K.J. Willam, E.P. Warnke, Constitutive model for triaxial behaviour of concrete, Structural Engineering International. 19 (1975) 1–30.
- [10] EHE 2008. Instrucción del Hormigón Estructural. Real Decreto 1247/2008, 2008.
- [11] M.R. Ehsani, J.K. Wight, Effect of transverse beams and slab on behavior of reinforced concrete beam-to-column connections, Journal of the American Concrete Institute. 82 (2) (1985) 188–195.

**REALIZACIONES  
ESPAÑOLAS  
OCHO AÑOS  
DE INGENIERÍA  
ESTRUCTURAL**

**2009**

**2016**

**SPANISH WORKS  
EIGHT YEARS  
OF STRUCTURAL  
ENGINEERING**

**ACHE**  
Asociación Científico-Técnica  
del Hormigón Estructural  
Spanish Branch of FIB

COLABORAN



Colegio de Ingenieros de  
Caminos, Canales y Puertos



Fundación  
Caminos

**ACHE**

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98

[www.e-ache.com](http://www.e-ache.com)

## Otras informaciones

## VII Congreso de ACHE, entrega de medallas de ACHE, premios al mejor artículo de investigación y de realizaciones en Hormigón y Acero de los últimos tres años

Durante el VII Congreso de ACHE, que se celebró en A Coruña del 20 al 22 de junio pasado, se entregaron las medallas de nuestra asociación, los Premios de Ingeniería y los galardones a los mejores artículos publicados en Hormigón y Acero. El acto de entrega tuvo lugar durante la cena de Gala celebrada en el Hotel NH Collection A Coruña Finisterre.

Además, en la sesión plenaria del primer día se entregó el galardón de miembro honorífico de ACHE a D. Luis Ortega Basagoiti. El Consejo de ACHE concedió este nombramiento al Sr. Ortega Basagoiti en el año 2016, por haberse distinguido “excepcionalmente por su actividad dentro de la Asociación en el desarrollo de sus fines”, que es como se recoge la figura de miembro Honorífico en los Estatutos de ACHE.

El Sr. Ortega Basagoiti ha desarrollado su carrera profesional en el ámbito de la experimentación, rehabilitación y reparación de estructuras. Trabajó 13 años en el CEDEX y luego 22 en Geocisa. En 2009 fundó Retineo, y es ahí donde ha continuado trabajando hasta la jubilación. Ha sido profesor Asociado de Cálculo de Estructuras en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid desde 1974 hasta 2014 de forma ininterrumpida.

Su actividad en ACHE ha sido muy relevante, pues además de participar en varios grupos de trabajo, presidir la Comisión 4 y formar parte del Comité Científico de los congresos trienales desde 2002, fue director de Hormigón y Acero desde 2004 a 2016. Gracias a él nuestra revista dio un salto de calidad, consiguió publicarse de forma regular, y se posicionó entre las más importantes del sector.

La medallas de ACHE premian una carrera profesional relevante en el campo de la ingeniería estructural. En esta edición se concedieron a:

- Dña. Carmen Andrade Perdrix.
- D. Fernando Martínez Abella.
- D. Mike Schlaich.

**Carmen Andrade Perdrix** es Dr. en Química Industrial y hasta su reciente jubilación ha sido Profesor de Investigación del Consejo Superior de Investigaciones Científicas en el Instituto de Ciencias de la Construcción “Eduardo Torroja”, del que fue Directora durante los periodos 1985 – 1988 y 1993 – 2003.

En el año 2003 fue nombrada Doctora Honoris Causa por la Universidad de Trondheim, Noruega y en el 2006 por la Universidad de Alicante.

Su actividad investigadora es muy destacada: autora de 302 artículos en revistas indexadas, 160 en revistas naciona-

les, directora de 31 tesis, 250 comunicaciones presentadas a Congresos Nacionales y más de 650 en Internacionales.

Ha recibido diversos Premios internacionales entre los que destaca la Medalla “Robert L’Hermite” de la RILEM, en 1986 a investigadores jóvenes, y el “W.R. Whitney Award” en 2013, concedido por la National Association of Corrosion Engineers, NACE (USA).

Desde 2006 a 2008 fue Directora General de Política Tecnológica del Ministerio de Educación y Ciencia, y desde 2008 a 2012 Asesora del Secretario de Estado de Universidades, del Secretario General de Universidades y del Secretario de Estado de Investigación.

**Fernando Martínez Abella** es Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la Universidad Politécnica de Cataluña, donde comenzó su carrera investigadora y docente. En 1994 se trasladó a la Universidad de A Coruña como Profesor titular interino, y en 2003 accedió a la Cátedra, desde la que sigue impartiendo asignaturas relacionadas con el Hormigón estructural.

Ha participado en más de 30 proyectos de I+D+i nacionales e internacionales con subvención pública, siendo en casi todos ellos el investigador principal, y ha colaborado en más de 60 contratos de transferencia tecnológica (I+D+i) con empresas. Además ha gestionado 6 proyectos de infraestructuras de investigación por un monto total de 7,5 M€.

Es autor de 75 publicaciones científicas (libros, monografías, artículos) y presentado multitud de comunicaciones congresos nacionales e internacionales. Además, ha dirigido 9 tesis doctorales y tiene 9 patentes relacionadas con el hormigón.



Los ganadores de las medallas de ACHE, D. Fernando Martínez Abella, Dña. Carmen Andrade Perdrix y D. Mike Schlaich.

Ha desempeñado diversos puestos de responsabilidad tanto en la Universidad de A Coruña, como en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de esa misma Universidad, de entre los que cabe destacar su etapa como Vicerrector de Relaciones Institucionales y Postgrado, y de Postgrado y Formación permanente entre los años 1999 y 2002, o los años en los que fue Director de la Escuela (2002 – 2005).

**Mike Schlaich** nació en Cleveland (EEUU) en 1960. Ingeniero Civil por la Universidad de Stuttgart, se doctoró en el Instituto Tecnológico de Zurich, Suiza.

Tras un periodo en Fhecor Ingenieros Consultares pasó a formar parte de Schlaich Bergermanund Partner en 1993, convirtiéndose en socio en 1999. Actualmente es el Director General de esta prestigiosa oficina de proyectos, que tiene obras por todo el mundo.

Es el Catedrático del área de Diseño Estructural y Conceptual de la Universidad de Berlín, y dentro de los trabajos desarrollados en la Universidad, hay que destacar el empleo de hormigones ultra ligeros para la construcción de edificios, y las cubiertas climatizadas para edificios comerciales y áreas industriales.

Es uno de los grandes ingenieros de la actualidad; muy polivalente, ha hecho estructuras de todos los tipos: desde grandes puentes, como el TingKau en Hong Kong, estructuras singulares de edificación, etc., hasta pequeñas pasarelas de diseño innovador.

De su trabajo en España hay que destacar la cubierta de la plaza de toros de Zaragoza (1988), la membrana retráctil de la plaza de toros de Vista Alegre, en Madrid (2000), o el estadio olímpico de Sevilla (1999). Su obra más reciente es el Estadio de La Peineta en Madrid.

En la ceremonia, y tras una breve presentación de los galardonados, que corrió a cargo de la Secretaria General, D<sup>a</sup> Conchita Lucas Serrano, el Presidente de ACHE, Sr. Romo Martín, hizo entrega de cada una de las medallas junto con un diploma acreditativo a los premiados.

La Sra. Andrade Perdrix tomó la palabra para agradecer a los asistentes la distinción recibida, en nombre de los otros dos premiados y en el suyo propio.

A continuación se pasó a la entrega de los premios a los mejores artículos publicados en Hormigón y Acero durante el trienio 2014 – 2017. El encargado de otorgar este galardón fue D. Luis Ortega Basagoiti, anterior Director de nuestra revista. En la categoría de Realizaciones el artículo premiado fue “**El viaducto del río Ulla en el Eje Atlántico de Alta Velocidad: una celosía mixta récord del mundo**” (Hormigón y Acero 66 (2015) 165–190), de Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo y Rubén A. Estévez Sánchez. En la categoría de investigación se otorgó el galardón a “**Un modelo unificado de resistencia a flexión y cortante de vigas esbeltas de hormigón armado bajo cargas puntuales y repartidas**” (Hormigón y Acero 65 (2014) 247–265), de Antonio Marí, Antoni Cladera, Jesús Bairán, Eva Oller y Carlos Ribas.



El Sr. Ortega Basagoiti entrega el diploma de mejor artículo del periodo 2014 – 2017 en la categoría de investigación al Sr. Marí Bernat.

Por último se procedió a entregar de los premios de Ingeniería de ACHE, que se conceden a las obras más relevantes ejecutadas durante el trienio 2014 – 2017 en las que el promotor, el proyectista o el constructor sean españoles.

Se otorgaron seis premios, tal y como dictan los estatutos de ACHE, y debido a la gran calidad de las obras presentadas, se concedieron accésits en algunas de las categorías. Las obras galardonadas fueron:

### Categoría Puentes

#### GANADOR: **Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz**

Promotor: *Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras*

Proyecto de la estructura: *Carlos Fernández Casado SL*

Constructor: *Dragados*

#### ACCÉSIT: **Viaducto de Almonte**

Promotor: *ADIF*

Proyecto de la estructura: *Arenas y Asociados*

Constructor: *UTE Ave Alcántara - Garrovillas (FCC Construcción - Conduril)*



El Sr. Urrecho Corrales, Director General de Carreteras, recoge el Premio otorgado al Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz.



**Categoría Estructura de Edificación****GANADOR: Edificio Orona Zero**

Promotor: *Grupo Orona*  
 Proyecto de la Estructura: *MC-2*  
 Proyecto de arquitectura: *Xavier Barrutieta*  
 Constructor: *URSSA*

**ACCÉSIT: Nueva sede corporativa del BBVA en Madrid**

Promotor: *Gran Jorge Juan*  
 Proyecto de la Estructura: *Ines Ingenieros Consultores*  
 Constructor: *Acciona infraestructuras*

**Categoría Pasarelas****GANADOR: Pasarela del Pilar sobre el río Urumea en Martutene**

Promotor: *Agencia Vasca del Agua*  
 Proyectista: *Anta Ingeniería Civil*  
 Constructor: *UTE Defensa Inundaciones Urumea (Moyúa, Altuna y Uría, Murias, y Hermanos Elortegui)*

**Categoría Rehabilitación Estructural****GANADOR: Rehabilitación de la estructura del Mercado de San Antonio**

Promotor: *Mercados de Barcelona*  
 Proyectista: *Esteyco*  
 Constructor: *UTE Nuevo Mercado de San Antonio Fase II (Sacyr, Copcisa y Scrinsler)*

**ACCÉSIT: Rehabilitación del Puente Colgante de San Vicente**

Promotor: *Departamento de Vialidad. Estado de San Paolo, Brasil*  
 Proyectista: *Fhecor Ingenieros Consultores y Engeti*  
 Constructor: *Concrejato*

**Categoría Innovación****GANADOR: Viaducto sobre el río Ulla en el Eje Atlántico de Alta Velocidad**

Promotor: *ADIF*  
 Proyectista: *Ideam*  
 Constructor: *UTE Río Ulla (Dragados – Tecsá)*

**ACCÉSIT: Reposición de las cubiertas de la Catedral de Nuestra Señora de los Remedios en la Laguna**

Promotor: *Diócesis Nivariense*  
 Proyectista: *Cesma Ingenieros*  
 Constructor: *Víctor Rodríguez e Hijos*

**Categoría Fachadas y Cubiertas****GANADOR: Cubierta del Estadio de San Mamés**

Promotor: *Athletic Club*  
 Proyectista: *IDOM*  
 Constructor: *UTE Nuevo Estadio de San Mamés (Acciona, Inbisa, Altuna y Uría, Murias)*

Presidió el acto D. José Romo Martín, Presidente de ACHE, que entregó las distinciones junto con el Presidente del Comité Organizador, D. Fernando Martínez Abella.

Durante el acto se entregó una placa distintiva al promotor de cada obra premiada para que se coloque, si se estima oportuno, en la propia estructura, así como un diploma acreditativo del premio a cada uno de los agentes participantes en la misma: promotor, proyectista y constructor.

De entre las muchas autoridades presentes en el acto de entrega, cabe destacar la del Sr. Urrecho Corrales, Director General de Carreteras del Ministerio de Fomento, que acudió a recoger el premio concedido al Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz.

Conchita Lucas Serrano  
 Secretaria General de ACHE

## Otras informaciones

## Crónica del VII Congreso de ACHE

Entre el 20 y el 22 de junio de 2017 se celebró el VII Congreso Internacional de Estructuras de ACHE en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de A Coruña. Los más de 375 asistentes protagonizaron, una vez más, la reunión científico-técnica celebrada en España más importante en su ámbito.

El formato del Congreso mantuvo una estructura similar a la de otras ediciones, aunque en esta ocasión se agruparon las distintas sesiones técnicas de acuerdo a los temas o campos abordados, muy variados en respuesta a la extensa relación propuesta en los anuncios preliminares. Destacaron en esta ocasión las dedicadas a los proyectos QueensferryCrossing e ITER, de gran envergadura y relevancia internacional.

Entre las novedades del Congreso se pueden destacar algunas de gran interés organizativo e incluso económico. Por primera vez se prescindió de editar un anuncio impreso, volcándose los esfuerzos en la difusión a través de medios digitales. La web de ACHE, el correo electrónico, Twitter, Facebook y la colaboración acordada con el blog Estructurando fueron vías eficaces para extender la convocatoria, y lograron multiplicar su repercusión a través de diferentes formas de reenvío.

Novedad fue también la edición digital del libro de resúmenes, asumida por la revista Hormigón y Acero con múltiples ventajas. Entre ellas destaca, en la edición digital, el enlace directo hacia la ponencia completa alojada en la web de ACHE. Además, las mejores ponencias fueron seleccionadas para su publicación en la revista de ACHE, y en este caso el enlace conduce al artículo de la revista, ya sea en avance online o dentro del ejemplar publicado. Los 550 resúmenes recibidos se convirtieron, tras el magnífico trabajo desarrollado por el comité científico, en 434 comunicaciones aceptadas, de las que 159 se relacionan con el proyecto y la construcción de puentes y pasarelas, 62 con estructuras de

edificación y 26 con otros campos de la ingeniería civil. Hasta 23 ponencias abordaron la gestión de estructuras y 18 la innovación y transferencia de tecnología, siendo 146 las comunicaciones surgidas de trabajos de investigación. Más de 120 contribuciones recogieron proyectos u obras emplazados fuera de España, y entre el total de autores se cuentan más de 20 países de origen, lo que deja constancia de la repercusión internacional alcanzada.

Las sesiones se diseñaron consiguiendo que todas las comunicaciones aceptadas se presentasen en sala. Para ello hubo que establecer 11 sesiones técnicas cuyo desarrollo exigió el uso simultáneo de 5 salas, emplazadas en los diferentes salones y aulas de la Escuela cuyo centro de gravedad ocupaba la exposición técnico-comercial, que alojó 14 expositores. Para permitir a los congresistas el cambio de sala durante la misma sesión se intentó mantener un estricto control del tiempo asignado a cada ponente, con el objetivo de que cada comunicación comenzase a la misma hora. Diversas incidencias técnicas o bajas de última hora entre los congresistas redujeron parcialmente la exactitud prevista, aunque algunas de las estrategias diseñadas al efecto fueron de enorme éxito. Entre ellas cabe destacar, otra novedad, la colaboración de 15 voluntarios, en su mayor parte alumnos de últimos cursos de los grados o másteres de la Escuela, cuya misión inicial, más allá de la ayuda puntual en diversos aspectos organizativos, era la asistencia técnica en cada sala expositiva y en la de recepción de ponentes. Financiados por la Fundación de la Ingeniería Civil de Galicia y reconocibles gracias a sus camisetas con el logotipo de ACHE, los voluntarios estaban comunicados en todo momento a través de un chat grupal que incluyó a varios miembros de los comités organizador y científico y a personal técnico de la Escuela. Durante el primer día de congreso se registraron y resolvieron hasta 4 incidencias por minuto, y problemas y soluciones



Sesión inaugural del congreso.



Conferencia inaugural a cargo de Hugo Corres, Presidente de la fib.



Presentación de las comunicaciones durante las sesiones técnicas.



Cena de congresistas.

los compartieron más de 20 personas simultáneamente, evitando molestias a ponentes y congresistas. Los voluntarios, además, difundieron la labor de ACHE entre el resto de estudiantes de la Escuela y redujeron el coste de azafatas con similar o mayor eficiencia. Fue fundamental también la colaboración del personal de administración y servicios de la Escuela, ajenos al congreso y a ACHE y, sin embargo, volcados en su éxito.

Otra novedad la protagonizó la sesión final del congreso, celebrada bajo formato Pecha-Kucha alrededor del tema “Estructuras y sostenibilidad, amigos para siempre”. Fue la primera experiencia de este tipo en el ámbito de ACHE, y tras las distendidas presentaciones de los cuatro pechakuchistas tuvo lugar la mesa redonda que puso fin al congreso. Fue el último de los muchos y variados debates que suscitaron los centenares de presentaciones técnicas, algunas engarzadas, otra novedad, a la sesión especial sobre el trabajo desarrollado por las comisiones de ACHE.



Los voluntarios del congreso.

Fueron, en definitiva, tres días intensos que arrancaron el día 20 de junio con la conferencia inaugural de Hugo Corres, Presidente de la *fib*, y el nombramiento de Luis Ortega como miembro honorífico de ACHE. Tres días en los que la Escuela de Caminos de A Coruña fue la capital de las estructuras y durante los que, desde el primer momento, se percibió un interés elevadísimo, del que dio algunas pistas la multitudinaria sesión en la que José Romo, presidente de ACHE, dio lectura al informe sobre las actividades de la asociación como primer punto de la Asamblea anual de ACHE.

Los congresos de ACHE dejan siempre buen sabor de boca, y una sensación de satisfacción general que tampoco ha faltado en este evento. Pese a la diversa formación de los congresistas, o a sus variadas procedencia y actividad, durante los cafés, los almuerzos y la cena de congresistas se capta un clima de reencuentro que quizá explica parcialmente el éxito de los congresos y acaso la fortaleza de una asociación. También contribuye a ello el trabajo desinteresado de muchas personas que hacen posible todas las actividades de ACHE. Este VII Congreso Internacional de Estructuras hubiese sido imposible sin el trabajo, el rigor y la complicitad de los autores de las comunicaciones, en su mayoría socios de ACHE, y del grupo de ellos que ha afrontado la presentación de las comunicaciones, la verdadera esencia del congreso. La labor del comité científico y del comité organizador también ha sido intensa, aún habiendo contado con la implicación y la ayuda de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, la Universidad de A Coruña y el Ayuntamiento de A Coruña, anfitriones del congreso. ACHE les guardará eterna gratitud, así como al conjunto de empresas e instituciones cuya colaboración ha resultado tan sobresaliente como generosa.

Fernando Martínez Abella  
Comité Organizador del VII Congreso de ACHE

**ACHE**  
Asociación Científico-Técnica  
del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 32

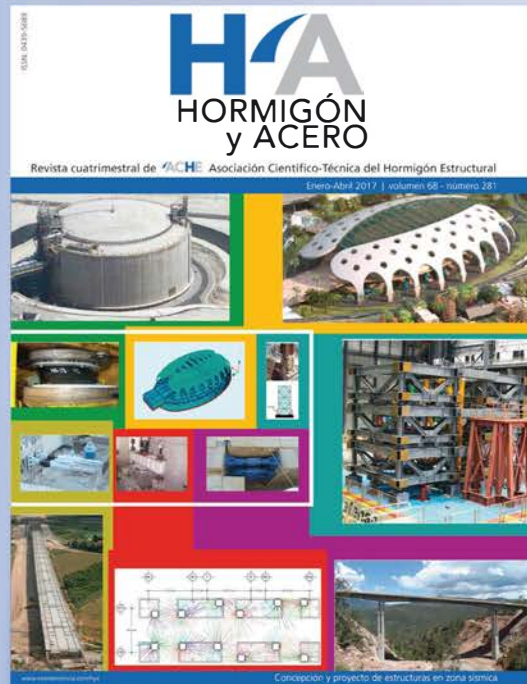
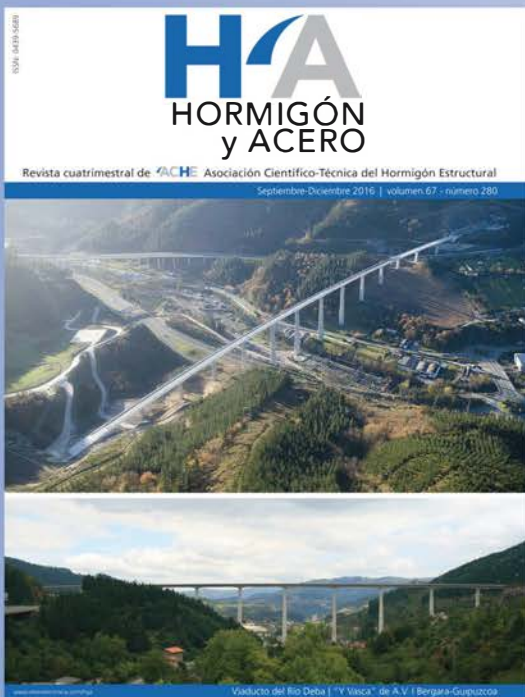
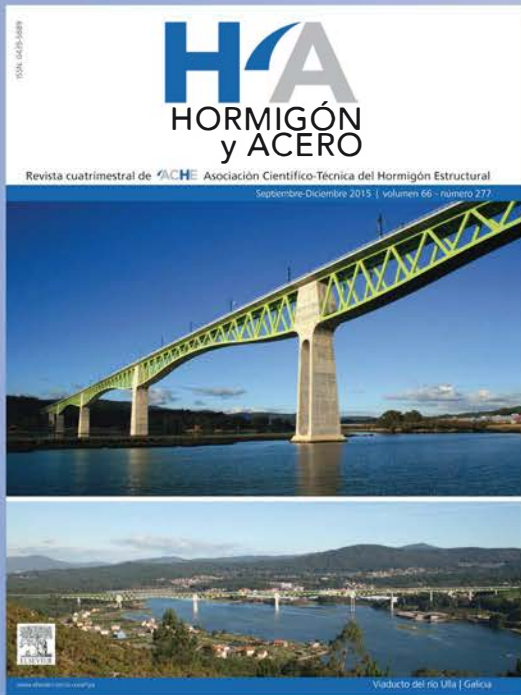
**M**

**ÁRIDOS PARA  
LA FABRICACIÓN  
DE HORMIGÓN  
ESTRUCTURAL**

Grupo de Trabajo 2/6  
Áridos para hormigón estructural  
Comisión 2. Materiales

**ACHE**

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98  
[www.e-ache.com](http://www.e-ache.com)





# HA SUMARIO

## C O N T E N T S

Viaducto de Ripollet, para el carril Bus-Vao, en la autopista C -58 (Barcelona) <i>Ripollet viaduct for the Bus-HOV lane on the C-58 motorway (Barcelona)</i> José Antonio Llobart Jaques . . . . .	81
Aspectos particulares que condicionan la efectividad de los refuerzos de pilares <i>Upgrading reinforced concrete columns. Particular aspects that determine the design and execution</i> David Fernández Montes, Elena Díaz Heredia . . . . .	97
Influencia del tipo de rótula plástica en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado <i>Influence of the type of plastic hinge in the non-linear analysis of reinforced concrete structures</i> Andrés Tomás López López, Antonio Tomás Espín, Gregorio Sánchez Olivares . . . . .	107
Evaluación numérica y experimental de la respuesta dinámica de un faro fabricado mediante polímeros reforzados con fibra (PRF) <i>Numerical and experimental evaluation of the dynamic response of a fibre reinforced polymers (FRP) lighthouse</i> José David Jiménez Vicaria, Pablo Sánchez Sierra, Eva Martínez Barrigüete, Carlo Paulotto . . . . .	121
Red Line South. Metro de Doha (Qatar). Estructuras singulares construidas in-situ de ancho o canto variable <i>Red Line South. Doha Metro (Qatar). Complex cast-in-situ structures</i> Jordi Revoltós Fort, Javier Antón Díaz, Silvia Criado Catalina, Juan Miguel Cereceda Boudet, Manuel Palomo Herrero . . . . .	129
Caracterización del comportamiento en flexión del hormigón reforzado con fibras sometido a impacto <i>Characterisation of the flexural behaviour of fibre reinforced concrete under impact loads</i> Gonzalo Sanz-Díez de Ulzurrun Casals, Carlos Zanuy Sánchez . . . . .	139
Modelo analítico para el análisis de la flexión y la fisuración en secciones de hormigón armado como alternativa al diagrama de pivotes <i>Analytical modeling of flexural failure and cracking process in reinforced concrete as alternative to the so-called "pivot diagram"</i> Jacinto Ruiz Carmona, Gonzalo Ruiz López . . . . .	147
Modelos mecánicos para el diseño de encepados de tres y cuatro pilotes solicitados por cargas centradas y excéntricas <i>Mechanical models for three and four-pile cap design under centric and eccentric loads</i> Lucía Miguel Tórtola, Luis Pallarés Rubio, Pedro Miguel Sosa . . . . .	155
Propuesta de unión viga-pilar mediante pernos conectores: Análisis por método de elementos finitos y ensayos experimentales <i>A proposal of a beam-to-column joint using shear studs: Finite element methods and experiments</i> Antonio Aznar López, José I. Hernando García, Jesús Ortiz Herrera, Jaime Cervera Bravo . . . . .	163
<b>Otras informaciones</b>	
VII Congreso de ACHE . . . . .	I