

HORMIGÓN y acero

Volumen 59

n° 250

octubre-diciembre 2008



**Revista trimestral de la Asociación
Científico-técnica del Hormigón Estructural**
<http://www.e-ache.com>

ISSN: 0439-5689



ARCER

Armaduras para Hormigón

En ARCER la **Investigación e Innovación Tecnológica** son nuestra razón de ser. Por ello, hemos desarrollado una nueva generación de barras corrugadas para hormigón con unas mayores **Prestaciones**, asumiendo el **Compromiso** de mantener este elevado nivel de **Calidad** y de seguir aportando al usuario final el mejor de los aceros.

La tranquilidad que aporta el líder



Orense 58, 10º D; 28020 MADRID
Tel.: 91 556 76 98; Fax: 91 556 75 89
www.arcer.es
E-mail: buzon@arcer.es





Foto de portada: Viaducto de Navia.

HORMIGÓN y acero

Volumen 59 Nº 250
Madrid (España)

octubre-diciembre 2008
ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN Y ACERO

REVISTA PUBLICADA POR LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

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

EDITAN:



ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:

Luis M^a Ortega Basagoiti (Geocisa)

Secretario:

Gonzalo Arias Hofman (INES Ingenieros)

Vocales:

Juan Luis Alcalá Sánchez (IPES), Juan Jesús Álvarez Andrés (Dragados), José M^a Arrieta Torrealba (PROES), Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI Caminos - UPM), Jaime Fernández Gómez (Intemac), Jaime C. Gálvez Ruiz (ETSI Caminos- UPM), Jesús Gómez Hermoso (FCC Construcción), David Izquierdo López (Construcciones Sando), José Antonio Llombart Jaques (ELPSA), Francisco Morán Cabré (Instituto E. Torroja - CSIC), Antonia Pacios Álvarez (ETSI Industriales - UPM), Santiago Pérez-Fadón Martínez (Ferroviario Agromán), Javier Ripoll García-Mansilla (RCI), Jesús Rodríguez Santiago (Dragados), Julio Vaquero García (IPAC), José M^a de Villar Luengo (Torroja Ingeniería).

Asesores:

Antonio Aguado de Cea (ETSI Caminos - UPC), Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX), Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI Caminos - UPC), Juan Carlos Arroyo Portero (CALTER), Alex Barbat Barbat (ETSI Caminos - UPC), Manuel Burón Maestro (IECA), Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Fomento), Ramón del Cuvillo Jiménez, David Fernández-Ordóñez Hernández (Prefabricados Castelo), Enrique González Valle (Intemac), Javier León González (Fhecor), Rafael López Palanco, Antonio Mari Bernat (ETSI Caminos - UPC), Julio Martínez Calzón (MC-2), Francisco Millanes Mato (IDEAM), Óscar Ramón Ramos Gutiérrez (Apia XXI), Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner) Carlos Siegrist Fernández (Siegrist y Moreno).

Subcomité científico integrado por: Vocales y Asesores

Subcomité editorial integrado por: Vocales

REDACCIÓN / CONTACTO:

E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos

Avda. Profesor Aranguren, s/n

Ciudad Universitaria

28040 Madrid

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

E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

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

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

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 - Pascal

Depósito Legal: M-853-1958

ISSN: 0439-5689

Diseño: María del Pozo

Imprime: Invoprint, S.L.

SUMARIO

REALIZACIONES Y PROYECTOS

Viaducto de Navia	7-37
<i>Navia Viaduct</i>	
<i>J.I. González</i>	

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

Diseño del refuerzo a cortante de estructuras de hormigón a base de materiales compuestos aplicando redes neuronales artificiales	41-56
<i>Shear strengthening design with FRP for concrete structures using artificial neural networks</i>	
<i>R. Perera, M. Barchín, A. Arteaga y A. de Diego</i>	
Método simplificado para la obtención de la distribución de temperaturas en pilares mixtos sometidos al fuego. Aplicación al estudio de la influencia de la calidad de los materiales	57-66
<i>Simplified method to determine the temperature distribution on composite columns subjected to fire. Application to the study of the materials quality influence</i>	
<i>F. Medina y H. Cifuentes</i>	
Estudio de la adherencia entre armaduras de materiales compuestos de matriz polimérica (FRP) y hormigón	67-75
<i>Study of bond behaviour between FRP bars and concrete</i>	
<i>M. Baena, Ll. Torres, A. Turon y C. Barris</i>	
Vulnerabilidad y fragilidad sísmicas de un edificio de acero localizado en Manizales, Colombia	77-94
<i>Seismic vulnerability and fragility of a steel building located in Manizales, Colombia</i>	
<i>C.A. Bermúdez, A.H. Barbat y L.G. Pujades</i>	

RINCÓN DE ACHE

José Antonio Torroja, Doctor Honoris Causa por l'École Nationale des Ponts et Chaussées de París	95
Leonardo Fernández Troyano, premiado con la medalla John A. Roebling en EE.UU.	96
Aprobada la nueva Instrucción de hormigón estructural (EHE-08)	101

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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



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



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



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



ANEFHOP
Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID



ASOCIACIÓN PARA LA PROMOCIÓN TÉCNICA DEL ACERO (APTA)
Paseo de la Castellana, 135 - 3º B
28046 MADRID



ASOC. NACIONAL PREF. Y DERIVADOS CEMENTO (ANDECE)
Paseo de la Castellana, 226 - Entreplanta A
28046 MADRID



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



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



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

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L. OFICINA DE PROYECTOS

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



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



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS
C/ Almagro, 42
28010 MADRID



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



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



DRAGADOS, S.A.
Avda. Tenerife, 4-6
28703 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (MADRID)



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



ESTEYCO, S.A.
C/ Menéndez Pidal, 17
28036 MADRID



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



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



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



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



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



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



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, s/n
28033 MADRID



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



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



INSTITUTO PARA LA PROMOCIÓN DE ARMADURAS CERTIFICADAS (IPAC)
C/ Orense, 58 - 10º D
28020 MADRID



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



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



S.G.S. TECNOS, S.A.
C/ Trespaderno, 29.
28042 MADRID



ZUBIA INGENIEROS
C/ República Argentina, 22 - 2º. Oficina 7
36201 VIGO (PONTEVEDRA)

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:





BERD

WWW.BERD.EU

RACIONALIDAD EN LA INGENIERÍA DE PUENTES

→ CIMBRAS AUTOLANZABLES PARA VANOS DE 25 m HASTA 65 m DE LUZ

→ CIMBRAS AUTOLANZABLES M1 PARA VANOS DE 70 m HASTA 90 m DE LUZ COM SISTEMA OPS

- Reducción significativa de la deflexión máxima;
- Equipos más ligeros y funcionales;
- Aumento de la capacidad de carga;
- Mayores niveles de Seguridad;
- Reducción de costes operacionales.

BERD es una empresa de investigación, desarrollo, y aplicación de soluciones de vanguardia en el área de métodos constructivos para puentes y viaductos. BERD ofrece Cimbras auto-lanzables innovadoras utilizando el sistema OPS (Pre-tensado Orgánico), inspirado por la Naturaleza. Las Cimbras de BERD, comparadas a las tradicionales, son más ligeras, más funcionales, más seguras y con beneficios económicos significativos. La Cimbra M1 para vanos de luz de 70 m hasta 90 m supone una reducción de coste de construcción del tablero de entre el 15% y el 20% en relación a otros sistemas tradicionales.



BERD, S.A.

Edificio Olympus I
Av. D. Afonso Henriques, 1462 - 2°
4450-013 Matosinhos • Portugal

T. +351 22 9399520
F. +351 22 9350506
info@berd.eu





BENTLEY. SUSTAINING BRIDGE INFRASTRUCTURE.

Agua limpia. Energía renovable. Sistemas de transporte eficientes. Edificios ecológicos. Desarrollo económico. Recuperación medioambiental. En el mundo de hoy, existen grandes desafíos para conseguir la sostenibilidad, y son los profesionales del mundo de las infraestructuras quienes abordarán estos retos.

En Bentley® entendemos de infraestructuras. Como empresa líder a nivel mundial proporcionando soluciones completas de software para todo el ciclo de vida de una infraestructura, creemos en el papel vital que las infraestructuras deben desempeñar apoyando a la sociedad y al medio ambiente.

Bentley tiene comprobadas soluciones que ayudan a ingenieros, arquitectos, contratistas, gobiernos, instituciones, servicios públicos y a los operarios a diseñar, construir y trabajar más productivamente, colaborar de forma global y entregar los activos de la infraestructura que proporcionen más sostenibilidad.

Para conseguir más información, por favor, llame a PEDELTA, +34 934 300 094 o visite: www.bentley.com/bridge



Visítenos en el **IV CONGRESO DE ACHE**, stand nº 31

Valencia, 24 al 27 de Noviembre 2008

NUESTRAS SOLUCIONES

RM Bridge
LEAP® Bridge
Bentley® BridgeModeler™ /
Bentley LARS™
Bentley® Rebar
Bentley® PowerRebar
Bentley® InRoads® Suite
Bentley® MXROAD® Suite

Viaducto de Navia

Navia Viaduct

José Ignacio González Esteban⁽¹⁾

Recibido / Received: 29/02/2008
Aceptado / Accepted: 30/06/2008

RESUMEN

La tendencia actual a la construcción de viaductos de gran longitud, originada por la mejora de los estándares de calidad de las infraestructuras de transporte y por condicionantes medioambientales, obliga a la necesidad de industrializar su construcción. La construcción del tablero mediante dovelas prefabricadas es un sistema ampliamente utilizado en todo el mundo, aunque en España su desarrollo es limitado.

En la construcción del viaducto de Navia se ha utilizado este sistema, tanto para los viaductos de acceso de 75 metros de luz, como para los vanos principales de 160 metros. Al darse continuidad estructural al tablero y utilizar los mismos elementos para todo el viaducto, se ha conseguido una simplificación de la fabricación y del montaje, así como una reducción de plazos y costes.

El proyecto y la construcción del viaducto de Navia se enmarcan dentro de la línea de trabajo puesta en marcha por FCC Construcción, para la construcción de viaductos mediante dovelas prefabricadas, inicialmente para viaductos de luces medias y que en este caso se ha extrapolado a grandes luces.

Palabras clave: arco tablero inferior, arco mixto, péndola, dovelas prefabricadas, hormigón autocompactante.

ABSTRACT

The present tendency to build very long viaducts, due to the outcome of stricter quality standards for road and railway infrastructure and more stringent environmental constraints, has led to the need to industrialize the construction of these large-scale structures. While the use of precast segments to build bridge decks is common practice the world over, the system has been rather scantily implemented in Spain.

It was nonetheless chosen for both the 75-metre approach spans and the 160-metre main spans comprising the Navia Viaduct. Providing for a structurally continuous deck and using the same elements throughout simplified manufacture and assembly while reducing building time and costs.

The design and construction of the Navia Viaduct forms part of one of FCC Construcción's lines of activity: the precast segmental construction of bridges, initially intended for structures with medium-sized spans but applied in this case to a long-span viaduct.

Keywords: Bowstring arch, composite arch, hanger, precast segmental construction, self-consolidating concrete.

⁽¹⁾ Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción, SA.

Persona de contacto / Corresponding author : jigonalez@fcc.es

1. INTRODUCTION

As the sole main roadway that runs along the entire southern shore of the Bay of Biscay, national road CN634 from San Sebastián to Santiago de Compostela handles very busy light and heavy vehicle traffic. Its present conversion to a limited access road will transform one of the peninsula's last major two-lane roads into a high capacity expressway.

The last urban stretch of this roadway in western Asturias was the one kilometre passage that cut across Navia, a black spot that had caused serious problems both for residents and the vehicles driving through the town. The 7-km Navia by-pass has eliminated that stretch of road, significantly improving both local and long-distance communication.

As the by-pass, which runs south of the town, has to cross both the Meiro River and the Navia Estuary, its construction included building two viaducts, respectively 384 and 905 m long, as well as a 700-m tunnel under Mount Jarrio.

The by-pass is a limited access road with two independent two-lane carriageways.

2. GENERAL DESCRIPTION

The Navia River Viaduct is located on a 900-m wide plain where the Navia

Estuary flows. The total width of the estuary between banks is on the order of 150 metres and the viaduct is located in an area affected by the tides. Along the right bank, the Anleo River marshlands, populated by reed colonies of great ecological value, are the site of the Armental Celtic ruins; the left bank, in turn, is also home to reed colonies. In addition, two local roads run underneath the viaduct.

The plain is flanked by two elevations that condition the vertical alignment. The road itself stands about 40 m off the ground. In the vertical plane, it is characterized by a broad concave transition curve that has a low point in the middle of the valley and, viewed horizontally, a 1540-m radius curve.

The respective Environmental Impact Statement laid down strict constraints to protect the river banks, establishing a low ceiling on the number of piers that could be built and banning them from the riverbeds altogether, defining certain sensitive areas as untouchable, and placing severe limitations on construction.

To conform to these requirements, the resulting design called for a viaduct 905 m long, having two main spans measuring 160 m each one over the Navia River and the other crossing the adjacent marshlands, and two approach viaducts, one 384 m and the other 421 m long. Moreover, the number of piers needed to support the 23.1-m wide platform was reduced by providing for a single deck for the two carriageways.

1. INTRODUCCIÓN

La carretera nacional CN634 de San Sebastián a Santiago de Compostela es el único eje de carretera que recorre la cornisa cantábrica, soportando un intenso tráfico tanto ligero como pesado; su actual transformación en autovía permitirá la transformación en vía de gran capacidad de uno de los últimos grandes ejes de transporte por carretera de la península pendientes de transformación.

La travesía de Navia, con más de un kilómetro de longitud, es la última travesía urbana de dicha carretera en el occidente asturiano, generando un importante punto negro que provocaba graves problemas tanto para la población residente como para los vehículos. La variante de Navia, con una longitud de 7 km, elimina dicha travesía mejorando significativamente la comunicación local y de largo recorrido.

La variante que discurre por el sur de la población tiene que salvar el río Meiro y la ría de Navia para lo que se han proyectado sendos viaductos de 384 y 905 m, así como el monte Jarrio, que se resuelve mediante un túnel de 700 m.

La variante tiene características de autovía con calzadas independientes de dos carriles.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL

El viaducto del río Navia se sitúa en una llanura de unos 900 m de amplitud por la que discurre la ría de Navia, con una anchura entre márgenes del orden de 150 metros, y que en el punto de cruce está afectada por el recorrido de mareas. En la margen derecha se encuentran las marismas del río Anleo, estando pobladas de carrizales de gran valor ecológico, en las que se encuentra el Castro de Armental; en la margen izquierda existe otra franja de carrizales. A lo largo de la traza cruzan dos carreteras locales.

La llanura se encuentra enmarcada por dos elevaciones que condicionan la rasante de la autovía, que se sitúa a una altura de unos 40 m sobre el terreno, con un trazado en alzado formado por un amplio acuerdo cóncavo con el punto bajo en el centro del valle. La planta es curva con un radio de 1.540 m.



Figura 1. Vista General.
Figure 1. Overview.



Figura 2. Vista de la ría de Navia.
Figure 2. View of the Navia Estuary.

La Declaración de Impacto Ambiental imponía serias restricciones para limitar la afección a las riberas, obligando a reducir al mínimo el número de pilas, a salvar el cauce de los ríos sin pilas y a no afectar a determinadas zonas sensibles, además de imponer severas condiciones durante la construcción.

Para materializar el paso de la autovía cumpliendo las exigencias de diseño, se ha proyectado una estructura de 905 m de longitud con dos vanos principales de 160 m, uno sobre la ría de Navia y el otro en la zona de carrizales adyacente, y dos viaductos de acceso de 341 y 244 m. El ancho de la plataforma es de 23,1 m habiéndose proyectado un tablero único para ambas calzadas de la autovía para reducir al máximo el número de pilas.

Los vanos principales están formados por sendos arcos de tablero inferior de 160 metros de luz, situándose el arco en la mediana. Los viaductos de acceso están resueltos mediante dintel recto continuo de hormigón, con luces tipo de 75 m, contruidos por voladizos sucesivos.

3. ESTUDIO DE SOLUCIONES

Como se ha indicado anteriormente, el viaducto está formado por un puente principal de dos vanos y sendos viaductos de acceso. Las luces resultantes para el puente principal venían definidas por el cauce de la ría que obligaba a una luz mínima de 160 m, planteándose los dos vanos con la misma luz por consideraciones estéticas y constructivas.

Un viaducto de estas características se resuelve habitualmente mediante tres

estructuras independientes, el puente principal y los viaductos de acceso, de distinta tipología y con juntas estructurales en el tablero entre ellas. En la construcción, al tener los viaductos de acceso diferente tipología estructural que el puente principal, se utilizan medios auxiliares distintos para cada una de las estructuras.

Debido a la gran longitud del viaducto, con una superficie de 21.900 m², se planteó la necesidad de industrializar al máximo la construcción del tablero para poder controlar los costes y reducir el plazo. La idea de prefabricar el tablero de un puente de gran luz con el fin de reducir tanto los costes como los plazos se ha planteado en algunas ocasiones; en España las realizaciones más destacadas han sido los puentes atirantados de Sancho el Mayor, de Alcoy y del Centenario, aunque en todos estos casos se utilizaron dovelas diseñadas específicamente para cada puente.

En el estudio de soluciones, además de los condicionantes derivados de la construcción, hubo que tener en cuenta los impuestos por la DIA; en ésta se imponía una importante restricción al número de pilas de los viaductos y a las posibilidades de trabajo desde el valle durante la construcción. La limitación del número de pilas eliminaba cualquier posible solución con vanos de menos de 70 metros. En el proyecto, con el fin de reducir el número de fustes, se planteó un tablero único para ambas calzadas.

La importante luz de los viaductos de acceso y la limitación de movimiento de grandes cargas por el valle, eliminaba la posibilidad de su prefabricación mediante elementos lineales. Las solucio-

The main spans constitute two 160-m bowstring arches, with the arches themselves positioned over the central reserve. The approach viaducts, in turn, have a continuous concrete girder and typical 75-m spans, and were built using the balanced cantilevering technique.

3. STUDY OF SOLUTIONS

As noted above, the viaduct consists in a two span main bridge and two approach viaducts. One of the main spans had to measure 160 m to clear the bed of the estuary. For aesthetical reasons and to simplify construction, both central spans were designed to the same length.

As a rule, viaducts of these characteristics are built as three independent structures: one main bridge and two approach viaducts. The bridge and approaches tend to have different typologies, while structural joints are built into the deck where they meet. During construction, these differences in structural typology determine the use of different ancillary resources.

In light of the length of this particular viaduct, with an area of 21,900 m², a need was identified to industrialize construction as far as possible to control costs and reduce construction times. The use of prefabricated elements in very long bridge decks to reduce both costs and construction times is not new. The most prominent examples in Spain are the Sancho el Mayor, Alcoy and Centenario cable-stayed bridges, al-

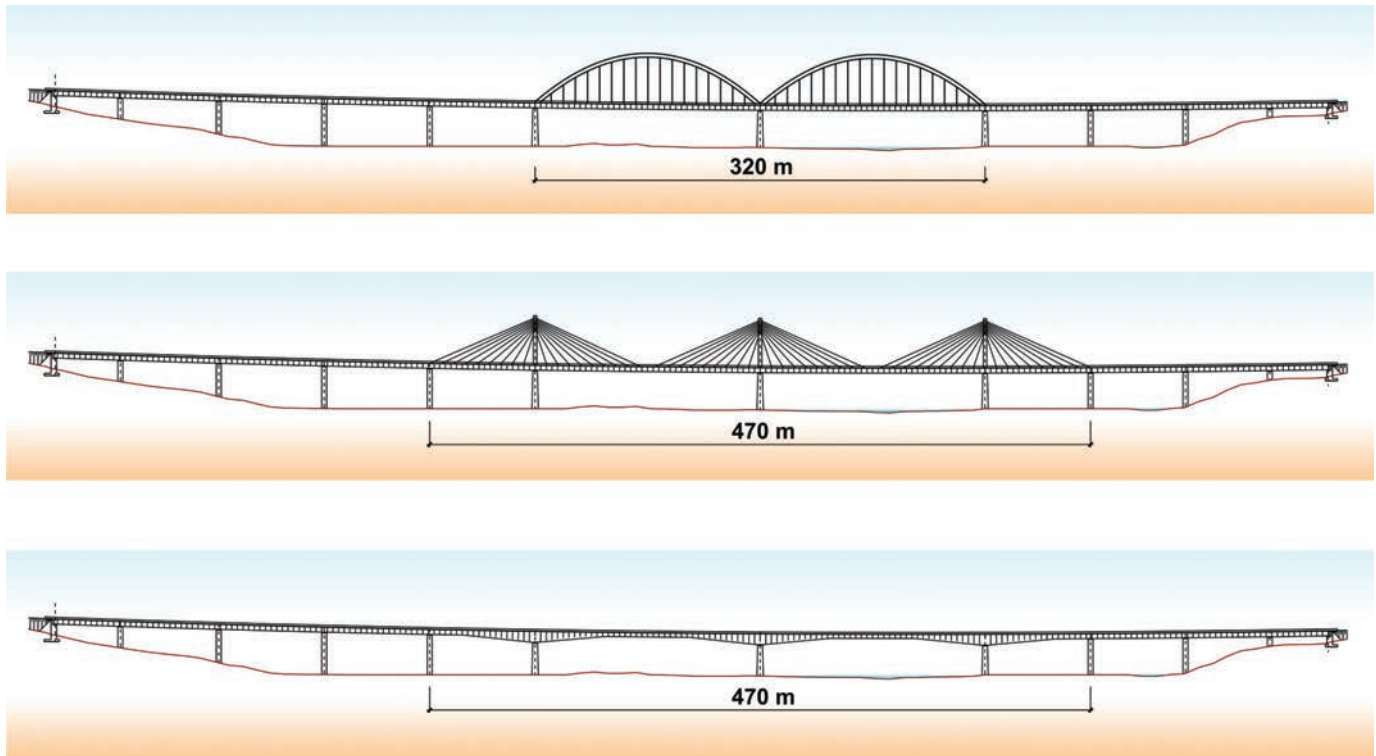


Figura 3. Soluciones alternativas.
Figure 3. Alternatives considered.

though in all three the precast segments were specifically designed for each bridge.

In addition to the factors conditioning construction itself, the study of possible solutions had to take account of the constraints set out in the EIS, which severely restricted the number of piers and limited the work that could be conducted in the valley during construction. The constraint on the number of piers ruled out any possible solution requiring spans of under 70 metres. With a view, then, to lowering the number of pier shafts, the design called for a single deck for both carriageways.

Given the substantial span of the approach viaducts and the restrictions on the use of the valley floor for moving heavy loads, the possibility of using precast linear elements was disregarded. The maximum span for cast in situ decks that could be attained with self-launching girders was 60 metres. Moreover, under such an arrangement, the forms would have had to be dismantled and carried to the opposite bank to build the second viaduct.

FCC Construcción, however, had developed expertise around a balanced cantilever system well suited to the needs of these works, designed for

viaducts with spans on the order of 75 m and decks of up to 27 m wide, with precast elements for the approach viaducts was adopted, attention turned to the possibility of industrializing construction of the main bridge with a compatible system.

Three types of solutions were analyzed for the main spans:

- Balanced cantilever construction.
- Cable-stayed bridge.
- Bowstring arch construction.

Upper or intermediate deck arch solutions were ruled out because the horizontal reactions could not be accommodated by the foundations due to the double-digit depth (in metres) of the marshy terrain everywhere in the valley.

Inasmuch as the cable-stayed or balanced cantilever solutions called for lateral compensation spans, the main bridge would have had to be lengthened from 320 to 480 metres, with the resulting impact on cost. Moreover, 160-m span balanced cantilevers required could not have been precast for want of suitable hoisting equipment.

nes de construcción de los viaductos con tablero *in situ* mediante cimbras autolanzables estaban limitadas a una luz máxima de 60 metros; además, las cimbras habría que desmontarlas y trasladarlas a la margen opuesta para la ejecución del tablero del segundo viaducto.

Para la ejecución de los viaductos de acceso, FCC Construcción disponía de un sistema de construcción de viaductos de luces en el rango de 75 m para tableros de hasta 27 m de ancho, mediante dovelas prefabricadas montadas por avance en voladizo, que se adaptaba a las necesidades de la obra. Una vez decidida la prefabricación de los viaductos de acceso, se estudiaron las posibilidades de industrializar la construcción del puente principal mediante un sistema compatible con el de los viaductos.

Para los vanos principales se analizaron tres tipos de soluciones:

- Puente construido por voladizos sucesivos.
- Puente atirantado.
- Arco de tablero inferior.

Las soluciones en arco de tablero superior o intermedio se desecharon al no poderse resistir las cargas horizontales

en cimentación, por existir en todo el valle un espesor de fangos de varias decenas de metros.

En las soluciones de puente atirantado o construido por voladizos sucesivos, al requerir vanos de compensación de los vanos principales, la longitud del puente principal aumentaba de 320 a 480 metros, con la consiguiente repercusión en los costes. La solución de voladizos sucesivos de 160 m de luz no era posible prefabricarla al no disponerse de medios para montar dovelas con dicha luz.

Al comparar las soluciones en arco de tablero inferior y atirantadas se eligió la solución arco al tener un coste inferior, adaptarse mejor a la industrialización y permitir un montaje más rápido. Se dispuso un arco único en mediana, que se adaptaba mejor a la tipología de la sección prefabricada y por su mejor estética, ya que el viaducto se sitúa a 300 m del casco urbano.

Una vez quedó definida la tipología estructural, quedaba por definir el sistema constructivo del puente principal. La solución habitual para construir un puente arco de tablero inferior es la ejecución del tablero sobre apoyos provisionales sobre el que se monta el arco y las péndolas, a continuación se pone en carga el arco mediante el tesado de las péndolas y se eliminan los apoyos provisionales; con el fin de no penalizar el tablero durante la construcción se suelen colocar de tres a cinco apoyos por vano, quedando luces pequeñas que no requieren elementos resistentes especiales.

En nuestro caso los condicionantes de la DIA limitaban las afecciones al terreno y por lo tanto el de número de apoyos incluso en la fase de construcción, por lo que se pensó en construir el tablero de los vanos principales con vanos de 80 metros, construidos mediante voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas, utilizando el mismo sistema y los mismos elementos que los viaductos de acceso.

Esta decisión tenía ventajas constructivas importantes ya que permitía la industrialización de toda la estructura utilizando el mismo sistema constructivo, tanto para los accesos como para el puente principal, con lo que se evitaba la necesidad de desmontar y trasladar

los equipos de montaje de los viaductos de acceso de una margen a otra y permitía la ejecución de la totalidad del tablero desde el mismo, evitando la necesidad de acceso al terreno una vez finalizada la construcción de las pilas.

En contrapartida se imponían al puente principal algunos condicionantes que limitaban las posibilidades de elección durante el proyecto. La ejecución mediante avance en voladizo con 80 metros de luz, obligaba en los vanos principales a un tablero muy pesado, que además necesitaba en construcción el pretensado correspondiente a un puente de voladizos, completamente distinto al requerido en servicio. Por otra parte era necesario dar continuidad al tablero de los viaductos de acceso y del puente principal, por lo que aparecen en los vanos en arco en la situación de servicio momentos flectores mucho mayores que los que corresponden al tablero de un puente arco.

La solución adoptada consistió en la ejecución de la totalidad del viaducto con luces tipo de 75 y 80 metros con tablero único para ambas calzadas, construido mediante dovelas prefabricadas montadas por avance en voladizo con ayuda de una viga de lanzamiento superior que se traslada sobre el tablero. En los vanos en arco de 160 m de luz se construyeron vanos de 80 m con pilas provisionales metálicas.

Una vez completado el tablero, desde el mismo se montaron los arcos de los vanos principales, que se sitúan en la mediana, colgándose el tablero de estos mediante péndolas y retirando posteriormente las pilas provisionales situadas en el centro de los vanos principales, que quedan con la luz definitiva de 160 metros.

Para que la industrialización de una estructura obtenga los máximos beneficios, es necesario que en el proyecto se resuelvan adecuadamente todos los detalles de fabricación y montaje. Además, al tratarse de una estructura prefabricada, los detalles deben resolverse antes del comienzo de la fabricación, ya que cualquier problema que pudiera aparecer en el montaje se repite en todos los elementos análogos ya fabricados. Con el fin de optimizar la ejecución, se decidió realizar el proyecto en los servicios técnicos de la empresa constructora, que tenían una amplia experiencia en el

A comparison of the bowstring arch and cable-stayed solutions led to the choice of the former on the grounds of lower cost, readier industrialization and speedier assembly. The design envisaged a single arch along the central reserve because it was both better suited to the topology of the precast section and more aesthetically appropriate for a viaduct located just 300 m from the city centre.

Once the structural typology was established, the construction system for the main bridge had to be defined. In bowstring arch bridge construction the deck is usually built on provisional supports where the arch and hangers are mounted, after which the arch is loaded by stressing the hangers and removing the provisional supports. To avoid having to design the deck to meet requirements arising during construction, provision is generally made for from three to five supports per span, spaced at short distances that call for no extra strength in elements.

In the present case, the provisions of the EIS limited the use of the terrain and hence the number of supports, even during construction. The design therefore divided deck construction of in the main spans into two 80-metre spans, built from precast segments using the balanced cantilever method, i.e., the same system and the same elements as in the approach viaducts.

This decision entailed substantial advantages from the standpoint of construction, for the entire structure could be industrialized and the same building system used for both the approaches and the main bridge. This would save having to dismantle and move the viaduct assembly equipment from one bank to another, for the entire deck could be built from the same bank, likewise avoiding the need to work from the terrain once the piers were in place.

At the same time, however, this solution imposed certain limitations on the main bridge design. Due to the balanced cantilevering of the 80-metre spans, the deck in the main spans had to be very heavy, and the requiring prestressing during construction in keeping with the needs of a cantilevered bridge, which is completely different from the one need prestressing for service needs. In addition, the continuity between the

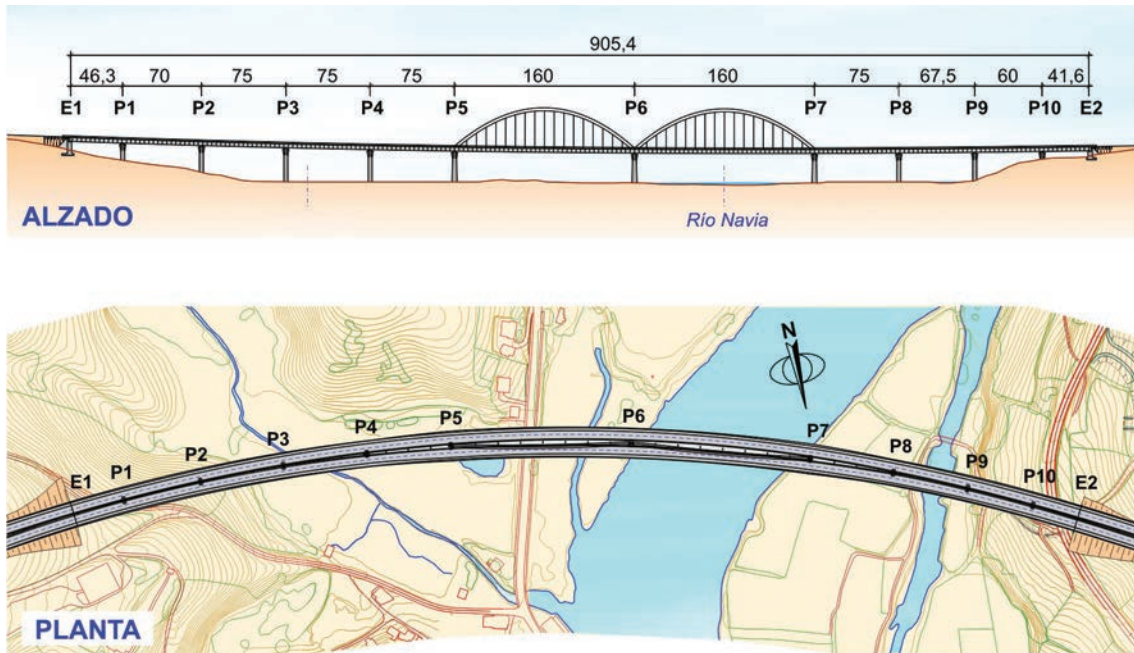


Figura 4. Esquema general.
Figure. 4 Elevation and plan drawings.

approach viaduct decks and the main bridge deck generated much greater service bending moments on the arch spans than would be generated by an arch bridge deck.

The solution adopted consisted in building the entire viaduct with typical 75- and 80-metre spans. The two carriageways comprise a single deck, built from precast segments cantilevered with the aid of a launching gantry. The 160-m arch spans, in turn, were built as two 80-m spans with provisional steel piers.

With the deck in place, the main span arches were built along the central reserve, and the deck was suspended from the arches with hangers. When the provisional piers, located at the mid-point in the main spans, were subsequently removed, the final length of the resulting spans was 160 metres.

To optimize the benefits of industrializing a structure, all the manufacturing and assembly details must be defined in the design phase. Furthermore, in precast structures, such details must be sorted out prior to manufacture, for otherwise possible snags detected during deck erection will affect whole runs or series of product. In this case, the design was authored by the contractor's engineering department to optimize construction, in light of the experience accumulated in the design and provision of technical support for ten precast

segmental viaducts with a combined length of over eight kilometres.

4. STRUCTURE

The viaduct has 11 spans measuring $46.3 + 70 + 3 \times 75 + 2 \times 160 + 75 + 67.5 + 60 + 41.5$ m. The width is 23.1 m in the approach spans and 27.0 m in the main spans, where the two carriageways are divided by a central reserve from which the arches spring.

The viaduct curves both from a plan view, with a constant radius of 1540 m, and in the vertical plane, with a broad concave transition curve whose low point is at mid-structure.

4.1. Deck

Continuous along its entire 905-m length, the deck has joints at the abutments. It consists in a central concrete box girder 3.7 m deep and 8.1 m wide with vertical webs. A variable depth wing slab cantilevers from this central core and rests on precast concrete braces spaced at 4.3 metres. The deck was built with H-45/50 concrete, except in some of the arch segments where the higher stresses called for H-60/65.

Width-wise, in the central 10.7 metres the deck consisted in precast segments

proyecto y asistencia al montaje de diez viaductos de dovelas prefabricadas con más de ocho kilómetros de longitud.

4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El viaducto tiene 11 vanos de luces $46,3 + 70,0 + 3 \times 75,0 + 2 \times 160,0 + 75,0 + 67,5 + 60,0 + 41,5$ m con un ancho de 23,1 m en los vanos de los viaductos de acceso y de 27,0 en los vanos principales, en los que se separan las calzadas para albergar a los arcos situados en la mediana.

La planta es curva con un radio constante en toda la estructura de 1.540 m, estando el trazado en alzado formado por un amplio acuerdo cóncavo con el punto bajo en el centro del viaducto.

4.1. Tablero

El dintel es continuo en la totalidad del viaducto, con 905 m de longitud y juntas en estribos, estando formado por un cajón central de hormigón de almas verticales de 8,1 m de ancho y 3,7 m de canto y voladizos transversales formados por una losa de canto variable, sustentada mediante puntales de hormigón prefabricado colocados cada 4,3 metros. El hormigón del tablero es H-45; algunas dovelas de los vanos en arco, sometidas a

tensiones más altas, se proyectaron con H-60.

Los 10.7 metros centrales del tablero se construyen mediante dovelas prefabricadas que se montan por avance en voladizo, completándose hasta la anchura total del tablero mediante voladizos laterales que se hormigonan con un carro que se traslada sobre el núcleo de dovelas una vez se ha dado continuidad a la estructura (Fig. 5).

La variación del ancho del tablero, que se realiza mediante una transición suave en los vanos adyacentes a los principales, se obtiene variando la longitud de los voladizos.

Para limitar los pesos, las dovelas se proyectaron con espesores estrictos; la losa superior tiene un espesor variable con cartelas cerca de las almas y 25 cm en el centro, siendo constante a lo largo de la luz. Las almas y losa inferior tienen espesor variable a lo largo de la luz para adaptarse a la variación de tensiones, las primeras varían entre 50 y 80 cm y la losa inferior entre 30 y 70.

Cada tramo consiste en una "T" formada por dovelas de 2,15 metros con una dovela sobre pila y dos brazos de entre 16 y 20 dovelas cada uno. Entre cada dos tramos contiguos se ejecuta un cierre de clave *in situ* de unos 50 cm., para dar continuidad al tablero.

En las juntas entre dovelas, que se fabrican por el sistema de la dovela conjugada, se han utilizado llaves múltiples a fin de mejorar la transmisión de los esfuerzos de cortante en las almas y los originados por el tráfico en la losa superior entre dovelas; las llaves sirven también para situar la dovela en su posición durante el montaje. La junta entre dovelas se realiza mediante resina epoxi.

La unión entre la losa superior de la dovela y el voladizo lateral se realiza por medio de armadura pasiva.

El pretensado longitudinal es interior, con unidades de 24 y 19 cordones de 15.2 mm de diámetro. Las vainas discurren por las losas superior e inferior de la dovela, habiéndose realizado en el interior del cajón mogotes para la colocación de los anclajes de los tendones; estos mogotes se aprovechan para anclar las barras pretensadas necesarias para el montaje de las dovelas.

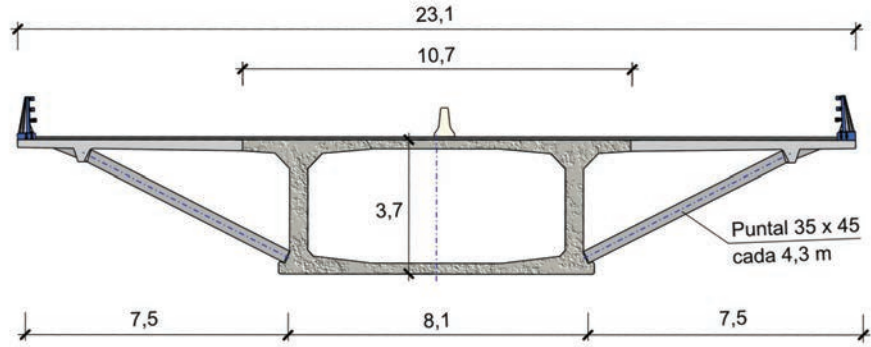


Figura 5. Sección tablero vanos de acceso.
Figure 5. Cross-section of deck in approaches.

4.2. Dovelas especiales

En el diseño de los distintos elementos del tablero se partía de los condicionantes impuestos por el sistema constructivo mediante dovelas de que dispone FCC Construcción para viaductos de luces del orden de 75 metros, tanto en lo relativo a respetar la geometría de las mismas como a las necesidades derivadas de su fabricación, ya que estaba previsto utilizar las células de fabricación de las que se disponía, realizando las mínimas modificaciones.

Además, tanto por haber continuidad estructural entre el tablero de los vanos de acceso y el de los arcos como por simplificar la fabricación del tablero, las dovelas de todo el tablero son prácticamente iguales en su geometría, exterior e interior, y en los elementos que incorporan (anclajes de pretensado, anclajes de barras de cosido de montaje, llaves de cortante, etcétera).

positioned via balanced cantilevering; the cantilever wing slabs forming the rest of the member to its full width were cast in situ from the completed segmental core with travelling formwork.

The deck width was tapered gradually beginning at the spans adjacent to the main bridge by varying the width of the cantilevered wings (Fig. 5).

To limit weight, segment dimensions were minimized. The upper slab is 25 cm thick in the centre and thickens near the webs, to a constant dimension across the entire span. By contrast, the webs range from 8 to 8 cm and the bottom slabs from 30 to 70 cm thick to adapt to variations in stresses.

Each T-shaped section consists in a series of 2.15-m segments, one resting on a pier and the others forming the two arms of from 16 to 20 segments each. Adjacent sections were joined with a

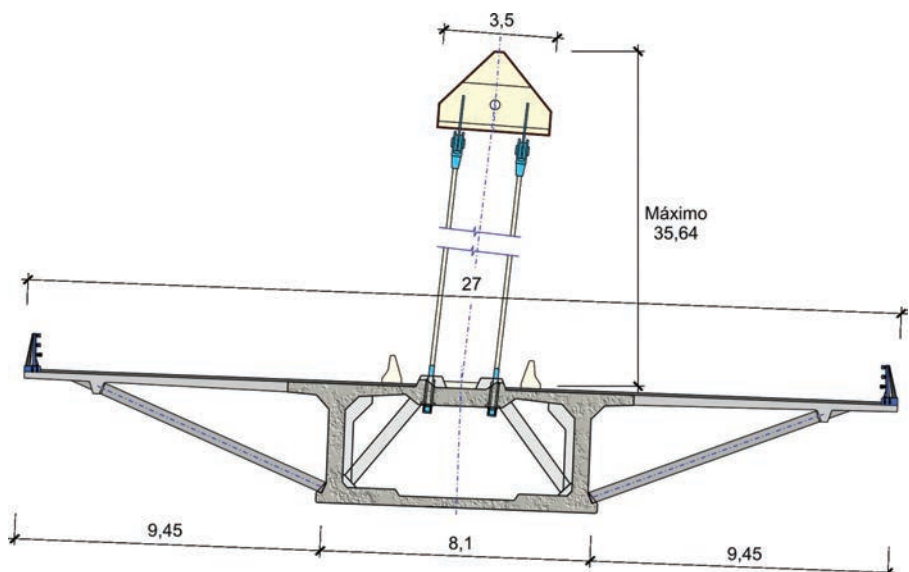


Figura 6. Sección por vanos en arco.
Figure 6 Arch span cross-section.

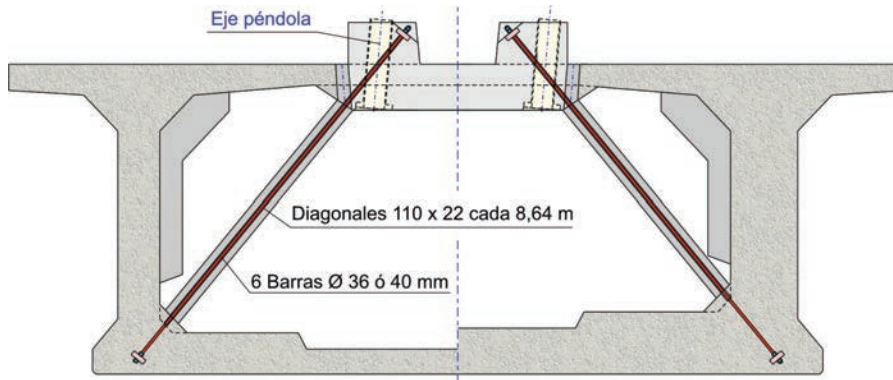


Figura 7 Sección por vanos en arco (detalle)
Figure 7. Arch span cross-section (detail).

50-cm wide cast in situ segment to ensure deck continuity.

Several keys were placed in the joints between the match-cast segments to improve the transmission of shear stress in the webs and traffic-induced inter-segmental stresses in the upper slab. The joints between segments were joined with epoxy resin.

The upper slab and the cantilever wing slab were joined with passive reinforcing steel.

Interior longitudinal prestressing was achieved with tendons consisting in 19 and 24, 15.2-mm Δ strands. These tendons run through the upper and lower slabs of the segments. The blisters built into the boxes to hold the tendon anchors were subsequently used to anchor the prestressed bars needed for segment assembly.

4.2. Special segments

Deck member design was subject to the constraints imposed by FCC Construcción's segmental construction system for viaducts with 75-m spans, both as regards the geometry of the segments themselves and manufacturing-related requirements, for the intention was to use the existing moulds with minimum changes.

Moreover, both because the structure is continuous between the approach and arch decks and to simplify deck manufacture, the segments were designed to practically the same internal and external geometry throughout and were fitted with the same elements (prestressing anchors, assembly bar anchors, shear keys and so on).

The suspended deck required a series of elements that had to be built into the segments. Inasmuch as these precast elements are narrowly dimensioned to reduce weight, these elements at they were often difficult to position. Furthermore, one of the design premises was that any repetitive elements built into the segments would always be in the same position to reduce layout times and avoid lowering manufacturing efficiency. None of this was initially simple, however, given the plan and elevation curvature of the deck.

Since the same casting cells were used to manufacture the approach and arch span segments, all the elements appearing in the arch spans had to be integrated in the segment geometry. This was achieved with minor modifications to the internal formwork consisting in build-ups to house hanger anchors in

El tablero suspendido necesita disponer una serie de elementos que había que encajar en las dovelas, que al tratarse de elementos prefabricados y por lo tanto con espesores estrictos para reducir los pesos, hacían difícil en muchos casos su colocación. Además, una premisa del diseño era que todos los elementos repetitivos tuvieran la misma posición en las dovelas para reducir los tiempos de replanteo y no penalizar los rendimientos de fabricación, lo que en principio no era fácil al tener el tablero curvatura en planta y alzado.

Al utilizarse las mismas células de fabricación para las dovelas de los vanos de los viaductos de acceso y de los arcos, fue necesario integrar todos los elementos que aparecen en los vanos en arco en la geometría de las dovelas, lo que se consiguió realizando pequeñas modificaciones en el encofrado interior, consistentes en el regruesamiento de la losa superior para albergar los anclajes de péndolas y de la losa inferior para el pretensado especial de los vanos arco. Las modificaciones de los encofrados eran reversibles, de forma que en una célula de fabricación se podían hormigonar dovelas de viaducto de acceso y de los vanos en arco (Figs. 8 y 9).

El diseño, enfocado a evitar problemas de fabricación, permitió que en las dovelas de los vanos en arco que deben incluir los anclajes de las péndolas, los anclajes superiores e inferiores de las diagonales y los tubos de hormigonado

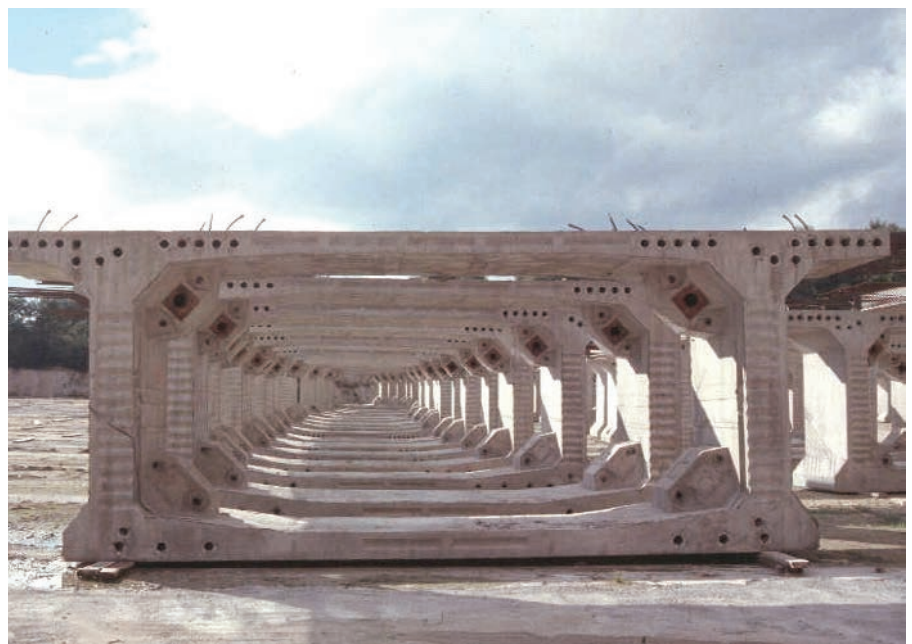


Figura 8. Dovela vanos acceso.
Figure 8. Approach span segments.



Figura 9. Dovela vanos en arco.
Figure 9. Arch span segments.

de éstas, se pudieran obtener los mismos rendimientos de fabricación que en las dovelas normales.

Uno de los problemas más complicados fue el originado por las interferencias entre los anclajes inferiores de las diagonales y el pretensado de la losa inferior, que hacía muy difícil proyectar un trazado que cumpliera los condicionales geométricos requeridos.

4.3. Diagonales

En las secciones de anclaje de las péndolas, al anclarse éstas en el centro del tablero, es necesario llevar las fuerzas de cuelgue del centro del tablero a las almas del cajón, para lo que se dispusieron dos diagonales por sección de péndola. Debido a la interferencia de las diagonales con el encofrado interior de las dovelas, no fue posible su ejecución al fabricar las dovelas.

Al estar el tablero formado por dovelas prefabricadas entre las que no existía armadura pasiva, era necesario reducir al máximo la flexión longitudinal de la losa superior debida a las fuerzas de cuelgue de las péndolas, lo que obligaba a dar gran rigidez a las diagonales. La rigidez de las diagonales se consiguió mediante elementos formados por un puntal de hormigón de 1,1 por 0,22 metros con seis barras pretensadas (Fig. 7).

Debido a que con los encofrados disponibles no era posible el hormigonado de las diagonales al hormigonar la dovela, las diagonales se fabricaron una vez montadas las dovelas en el tablero; para la conexión de la diagonal a la dovela, al fabricar ésta se dejaron embebidas las placas de anclaje y los correspondientes conectores.

4.4. Arcos

Los vanos principales de 160 m están sustentados mediante sendos arcos mixtos situados en la mediana; los arcos tienen una flecha de 35,4 m respecto de la directriz del tablero, lo que corresponde a un relación luz / flecha de 4,5. El plano en el que se sitúan los arcos está inclinado cuatro grados respecto de la vertical hacia el interior de la curva, para contrarrestar parcialmente los esfuerzos transversales producidos por la curvatura del tablero. Al no compensarse completamente estos esfuerzos, los arcos se encuentran sometidos a flexiones transversales muy importantes.

La sección de los arcos es triangular con bordes achaflanados, con un ancho de 3,5 m y 2,5 m de canto; en los 46 metros más cercanos a los arranques, que están sometidos a momentos flectores transversales importantes, la sección es variable aumentando su área y manteniéndose las dimensiones máximas. La chapa tiene un espesor de 40 mm en la

the upper slab and in the lower for the prestressing steel specific to the arch spans in the lower. These modifications were reversible so one and the same mould could be used to cast approach and arch span segments (Figs. 8 y 9).

With design focusing on preventing manufacturing problems, the production rates attained for the arch span segments, which had to accommodate anchors for the hangers as well as the upper and lower anchors for the diagonals and the respective concreting tubes, was the same as for the typical segments.

One of the most complex problems to solve when designing a layout that could meet the geometric requirements was the interference between the lower anchors for the diagonals and the prestressing tendons in the lower slab.

4.3. Diagonals

Since the hangers were anchored along the centre of the deck, the suspension forces had to be transferred from the sections involved to the box segment webs. This was achieved by fitting each hanger section with two diagonals, which could not be built into the segments during manufacture because they interfered with the internal formwork.

With a deck comprising precast segments and no reinforcing steel to join them, longitudinal bending in the upper slab due to the suspension forces generated by the hangers had to be reduced to a minimum. The stiffness concomitantly needed in the diagonals was attained by prestressing 1.1 by 0.22-metre concrete braces with six reinforcement bars.

Since the diagonals could not be cast at the same time as the segments with the formwork available, they were made after the segments were hoisted into place on the deck. The anchor plates and respective connectors for positioning the diagonals were, however, embedded in the segments during manufacture (Fig. 7).

4.4. Arches

The main 160 m spans are supported by two composite arches positioned

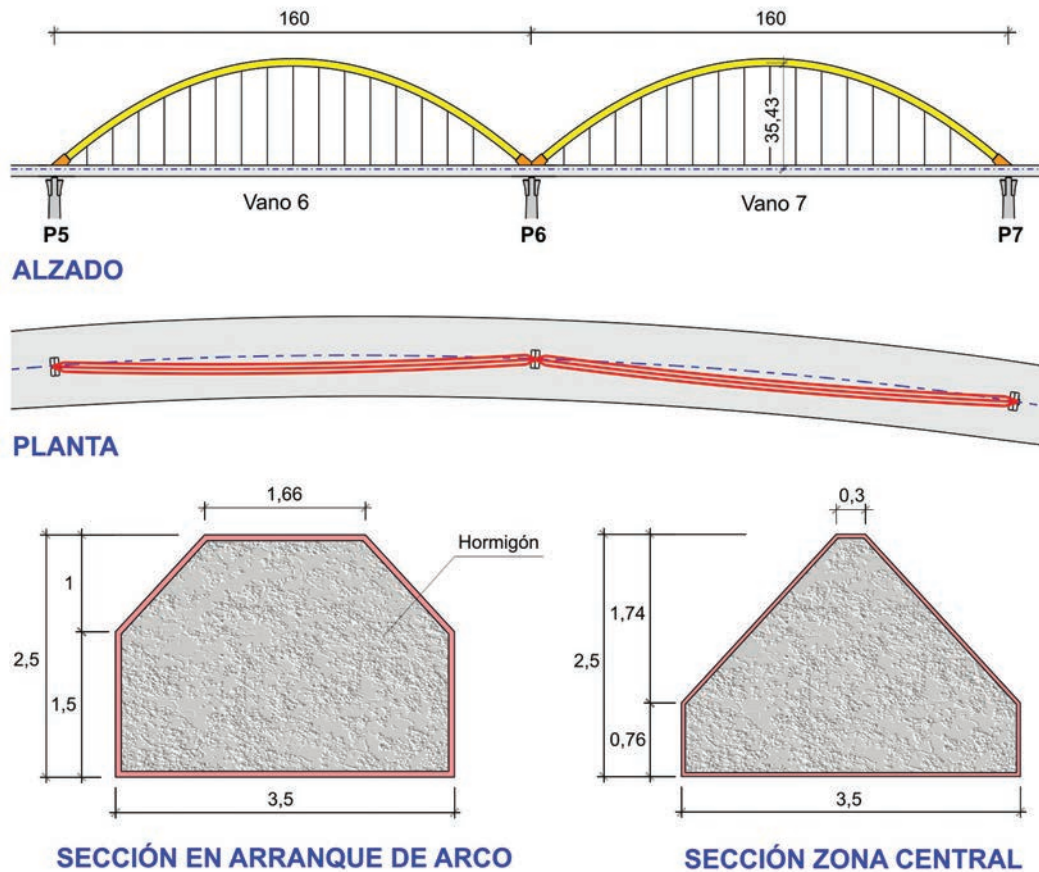


Figura 10. Esquema vanos en arco.
Figure 10. Arches.

along the central reserve and rising 35.4 m above the deck, for a span-depth ratio of 4.5. The plane of the arch is slanted four degrees off the vertical toward the inner side of the curve to partially offset the transverse forces generated by the curve of the deck. Since these forces are not entirely balanced, the arches are subjected to considerable transverse bending (Fig. 10).

The cross-section of the arch is a triangle with bevelled edges, 3.5 m wide by 2.5 m high; in the 46 metres closest to the springing lines, an zone subjected to considerable transverse bending moments, the section is variable, with the area increasing while maintaining the maximum dimensions. The sheet steel is 40 mm thick in the central area and 60 mm thick at the springings. Since the tensile stresses generated by arch bending are withstood by the steel alone, the concrete section has local reinforcement only, to distribute the load from the connectors.

At the springing line the arches are fixed on concrete blocks that constitute a support surface perpendicular to the arch. Where the arch steel abuts with the

concrete, it rests on 60-mm steel plate to distribute compressive stresses, while the tensile stresses generated by transverse arch bending are transmitted by 84 prestressed, 40-mm diameter steel bars with an elastic limit of 835 N/mm².

As the springer blocks are subjected to substantial local compressive stress, they were designed to be built with H-70 concrete. To resist the service loads stemming from transverse bending of the arch due to the transverse action generated by the deck curvature, the blocks are anchored to the deck diaphragm with three tendons having 31 15.2-mm diameter strands, positioned on the inner side of the curve. Similarly, two tendons with 19 15.2-mm diameter strands are positioned on the outer side of the curve to offset the self-weight of the arches during construction.

4.5. Tension member

The horizontal reaction of the arches is balanced by a prestressed tension member positioned inside the deck, at its centre of gravity. This member consists in twelve 100,300-kN, 326-m long

zona central y de 60 mm en los arranques. Las tracciones originadas por la flexión del arco se resisten únicamente por el acero, por lo que la sección de hormigón dispone sólo armaduras locales para repartir la carga de los conectores (Fig. 10).

En sus arranques los arcos se empostran en macizos de hormigón que materializan una superficie de apoyo perpendicular a la directriz del arco. El apoyo de la chapa del arco en el hormigón se realiza mediante una chapa de acero de 60 mm para repartir las compresiones, las tracciones originadas por la flexión transversal del arco se transmiten mediante 84 barras pretensadas de 40 mm de diámetro de acero de 835 N/mm² de límite elástico.

Los macizos de arranque están sometidos a compresiones locales importantes por lo que se han proyectado con hormigón H-70. Para resistir la flexión transversal del arco debida a las acciones transversales originadas por la curvatura del tablero, los macizos se anclan a la riostra del tablero mediante tres tendones de 31 cordones de 15,2 mm de diámetro situados en el lado interior de



Figura 11. Vanos en arco.
Figure 11. Arch spans.

la curva para las cargas de servicio y dos tendones de 19 cordones de 15,2 mm. de diámetro situados en el lado exterior de la curva para compensar el peso propio de arco en construcción.

4.5. Tirante

La reacción horizontal de los arcos se equilibra mediante un tirante pretensado situado en el interior del tablero coincidiendo con su centro de gravedad. El tirante está constituido por 12 tendones de $42\phi 15,2$ mm con una fuerza de tesado de 100.300 kN y una longitud de 325 m anclados en las riostras de las pilas 5 y 7; los tendones son exteriores protegidos mediante vaina de polietileno y lechada de cemento. Las riostras de la pila 6, las de las pilas provisionales y otras situadas a cuartos de la luz se utilizan como desviadores para proporcionar la curvatura en planta del tirante.

4.6. Péndolas

Las péndolas mediante las que se cuelga el tablero de los arcos se disponen por parejas a ambos lados del eje del tablero separadas dos metros entre sí. En la dirección longitudinal del puente se sitúan cada cuatro dovelas, esto es 8,64 m; están constituidas por tendones de alambres paralelos de 7 milímetros de diámetro con cabezas remachadas (sistema Dyna de BBR) en número variable entre 70 y 103. La carga de rotura de cada péndola varía entre 450 y 662 toneladas. La protección de las péndolas se consigue mediante galvanizado de los alambres y vaina común de polietileno rellena de cera.

Las péndolas completas, incluyendo las vainas y anclajes, se montan en fábrica, lo que permite un mejor control de calidad.

El extremo superior de la péndola se ancla en una mazarota de acero fundido que cuelga del arco mediante una orejeta en la que se dispone una articulación mediante un bulón; en el extremo inferior, que es desde el que se realiza el tesado, se dispone un anclaje activo mediante cabeza roscada en la que se coloca la tuerca de regulación; la tuerca se apoya en una placa en la cara interior de la losa superior del tablero.

El extremo superior de la péndola se ancla en una mazarota de acero fundido que cuelga del arco mediante una orejeta en la que se dispone una articulación mediante un bulón; en el extremo inferior, que es desde el que se realiza el tesado, se dispone un anclaje activo mediante cabeza roscada en la que se coloca la tuerca de regulación; la tuerca se apoya en una placa en la cara interior de la losa superior del tablero.

4.7. Subestructura

Las pilas de los viaductos de acceso tienen sección cajón constante de 7,0 x 3,5 m y 40 cm de espesor. Las correspondientes a los vanos principales tienen la misma sección en coronación, siendo de sección variable en talud en dirección longitudinal y paredes de 70 cm de espesor. Durante la construcción, en coronación de las pilas es necesaria una superficie de 7 x 8 metros para la colocación de los equipos de orientación y nivelación del tablero, por lo que los fustes se rematan con un capitel. Las pilas de los viaductos de acceso se ejecutaron con hormigón H-30 y las de los vanos en arco con H-35.

2 strand tendons, each strand having a diameter of 15.2 mm. Anchored at the diaphragm on piers 5 and 7, these external tendons are external encased in a polyethylene sheath filled with cement grout. The diaphragm over pier 6, the provisional piers and others located at quarter-span are used to curve the tension member to the plan configuration of the bridge.

4.6. Hangers

The hangers that connect the deck to the arches are positioned two-by-two, two metres apart on either side of the centreline of the deck. Longitudinally along the bridge they are spaced at 8.64 m, i.e., one pair every four segments. They consist in from 70 to 103 seven-millimetre parallel wires with riveted heads (BBR Dyna system). The ultimate loads on the hangers ranged from 9 to 6 tonnes. The hanger wires were galvanized and the bundles enclosed in a wax-filled polyethylene sheath.

The entire hanger assembly, including sheathes and anchors, was factory produced for stricter quality control.

Pin-jointed studs anchor the upper end of the hangers to wrought steel sprues that hang from the arch. The lower end, where the hangers are stressed, is attached to a threaded anchor that houses the regulation bolt, which in turn rests against a plate on the inner side of the upper deck slab.

4.7. Substructure

The approach piers comprise a uniform box section 40 cm thick whose dimensions are 7.0 x 3.5 m. The main span pier section has the same dimensions on top but slopes longitudinally and has 70-cm walls. Since the deck positioning and levelling equipment was to be operated from the pierheads, the shafts were topped with a capital to provide the 5.7 by 8.8 metre area needed. H-30 and H-35 concrete was used to build the approach and arch span piers, respectively.

The abutments are pier-abutments consisting in two 1.70- by 4.20-metre shafts positioned in front of a reinforced earth wall. At the end of the deck

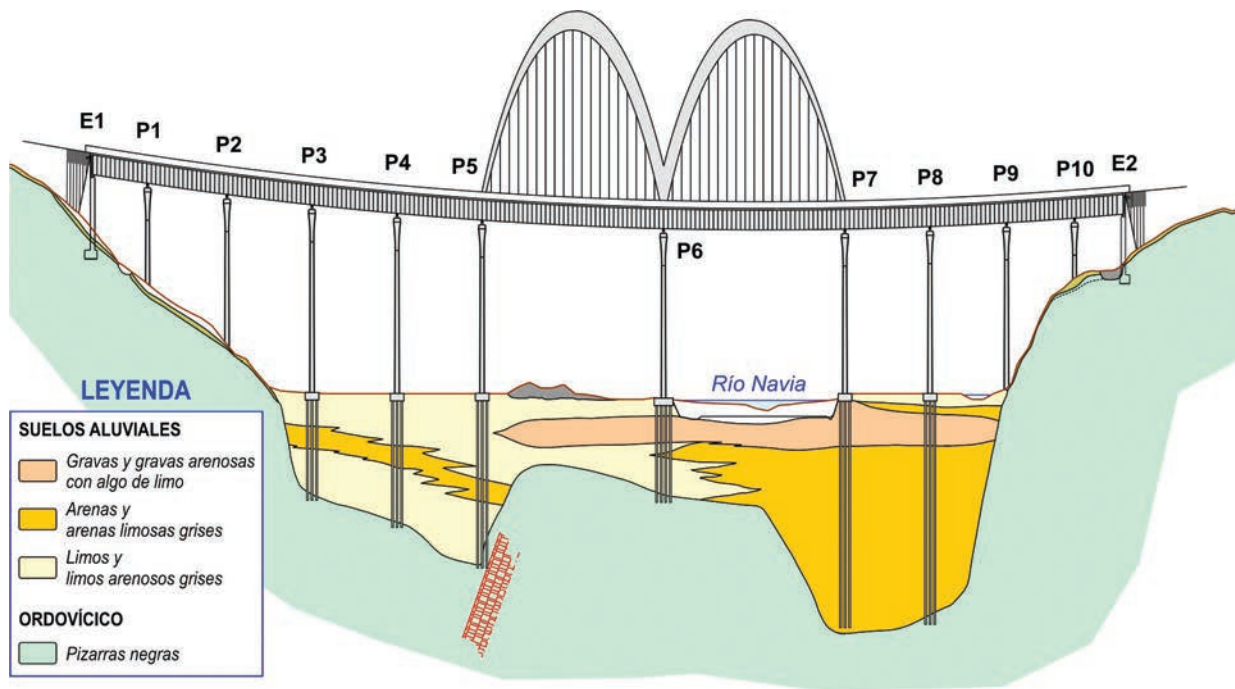


Figura 12. Perfil geotécnico.
Figure 12. Geotechnical profile.

a lintel supporting the expansion joint and transition slab rests on the shafts.

The approach viaducts have 1.2x1.5-metre Teflon neoprene sliding supports. The outer piers on the main spans have four 1.4x1.5-metre hooped neoprene supports each, while the central pier has four 1.6x1.9-metre supports. This arrangement ensures flexible resistance to horizontal actions.

4.8. Foundations

The foundations under the abutments and the four outer piers, built to withstand an allowable stress of 0.8 N/mm², rest directly on the Luarca formation black slate that upwells along the outer edges of the valley.

In the middle of the valley this slate is covered by a layer of marshy terrain of very variable thickness, with an under layer of sand and weathered red rock. As a result, the inner piers are built over deep foundations comprising 2.0 and 2.15-metre diameter piles. Pile length ranges from 16 to 44 metres, due to the unevenness of the terrain. The piles were driven to a depth of two diameters in grade III rock, except in pier 5 where the grade III depth was such that the piles had to be driven 20 meters into grade IV rock (Fig. 12).

Piers 3, 4 and 8 on the approach viaducts have eight 2.0-metre piles, while piers 5 and 7 the outer supports for the arches, have twelve 2.15-metre piles. Pier 6, which supports both arches, is fitted with sixteen 2.15-metre piles and a square cap measuring 16 metres on each side. Its overall depth, including the plinth, is 7.10 metres.

5. DESIGN

In the design of this viaduct, a number of singular characteristics had to be addressed, some due to bridge typology and others to the use of precast segments and the construction method.

The complexity that characterizes precast segmental deck design stems from a series of specific conditioning factors, including:

- SLS verification requires the inter-segmental joints to be subjected to compression in any load combination, which calls for a high ratio of prestressing steel. The ratio required for some configurations is so high that their use is unfeasible.
- The distribution of the point loads applied to the slabs poses problems due to the lack of longitudinal reinforcement at the joints. Consequently, any

Los estribos son estribos-pila, consistentes en dos fustes de 1,70 por 4,20 metros situados delante de macizos de tierra armada. Sobre los fustes, en el trasdós del tablero, se dispone una viga dintel en la que apoya la junta de dilatación y la losa de transición.

Los apoyos de los viaductos de acceso son deslizantes, de neopreno teflón de 1,2 x 1,5 metros; en las pilas exteriores de los vanos principales se disponen cuatro apoyos de neopreno zunchado de 1,4 x 1,5 metros por pila y en la pila central cuatro apoyos de neopreno de 1,6 x 1,9 metros, que proporcionan un apoyo flexible frente a acciones horizontales.

4.8. Cimentaciones

Las cimentaciones de los estribos y de las cuatro pilas extremas son directas en las pizarras negras de la formación Luarca que afloran en los extremos del valle; la cimentación se realiza con una tensión admisible de 0,8 N/mm².

En la zona central del valle sobre el sustrato de pizarras existe una capa de fangos blandos de espesor muy variable, bajo la que aparecen niveles de arenas y roca meteorizada, por lo que la cimentación de las pilas intermedias se resuelve mediante una cimentación pro-

funda con pilotes de 2,0 y 2,15 metros de diámetro (Fig. 12).

Debido a la heterogeneidad del terreno, las longitudes de los pilotes varían entre los 16 y los 44 metros. Los pilotes se empotran dos diámetros en la roca de grado III, salvo en la pila 5 en la que la profundidad a la que aparece ésta ha obligado a dejar los pilotes en roca de grado IV en la que se empotran 20 metros.

Las pilas 3, 4 y 8 de los viaductos de acceso tienen ocho pilotes de 2,0 metros de diámetro; las pilas 5 y 7, correspondientes a los apoyos extremos de los arcos tienen doce pilotes de 2,15 metros. En la pila 6, que es en la que apoyan ambos arcos, se han dispuesto 16 pilotes de 2,15 metros, teniendo el encepado 16,7 metros de lado y un canto conjunto del encepado y el plinto de 7,10 metros.

5. PROYECTO

El proyecto del viaducto presenta varias singularidades, algunas debidas a la tipología del mismo, otras originadas por la utilización de dovelas prefabricadas y por el sistema constructivo.

El proyecto de tableros de dovelas prefabricadas tiene condicionantes específicos que complican el proyecto, entre los que se pueden destacar:

- En las comprobaciones en E.L.S. se requiere que las juntas entre dovelas estén en compresión en cualquier combinación de cargas, lo que repercute en una mayor cuantía de pretensado. En algunas ocasiones los importantes incrementos de pretensado que provocan algunas configuraciones constructivas impiden su utilización.

- La ausencia de armadura longitudinal en las juntas plantea problemas de reparto de las cargas puntuales aplicadas en las losas, por lo que cuando existen cargas puntuales importantes es necesario un diseño cuidado para conseguir que no aparezcan problemas en servicio; este problema ha tenido especial importancia en el diseño de las dovelas y diagonales para resistir los esfuerzos de las péndolas.

- La necesaria repetitividad de la geometría.

El proceso constructivo del viaducto hace que la estructura pase por esquemas estructurales muy distintos entre sí, modificándose no sólo la estructura resistente longitudinal sino también la sección transversal.

La introducción del peso propio y pretensado se aplica sobre el núcleo de dovelas trabajando en voladizo, el pretensado de continuidad y el peso de los voladizos entra en carga sobre dicho núcleo trabajando como viga continua; posteriormente con la misma estructura resistente pero actuando con la sección completa del tablero se introduce el tesado de las péndolas y el del tirante pretensado que recoge la reacción horizontal de los arcos. A continuación, sobre la estructura colgada se aplica la retirada de pilas provisionales, el pretensado complementario, la carga muerta y la sobrecarga.

Los cambios de estructura resistente y las distintas edades de los hormigones, originan, a causa de los efectos reológicos, importantes redistribuciones, no sólo de esfuerzos entre las distintas secciones, sino también tensionales entre las dovelas y los voladizos. El fenómeno se ve complicado en las secciones próximas a las pilas, en las que los voladizos llegan a fisurarse, lo que provoca una redistribución adicional de tensiones entre éstos y las dovelas [6].

La complejidad del proceso constructivo y la necesidad de conocer con precisión los estados tensionales, dato que se trata de un tablero de dovelas prefabricadas en el que los condicionantes tensionales en E.L.S. son más estrictos que en las estructuras monolíticas, ha requerido para su estudio un cálculo paso a paso en el tiempo con análisis de los efectos reológicos del hormigón, en el que cada elemento del tablero se ha modelizado mediante dos barras que representan hormigones de edades distintas, una para el núcleo central de dovelas y otra para el voladizo; el arco también se modelizó mediante dos barras, una para el elemento de acero y otra para el hormigón.

Debido a la curvatura del tablero, existe una clara interacción entre los esfuerzos longitudinales, verticales y transversales al tablero, especialmente en los vanos en arco, por lo que los cálculos se han realizado mediante un modelo espacial que representa exactamente la geometría de la estructura.

sizeable point loads must be the object of meticulous design to ensure that no service problems arise. This issue was of particular importance in the design of the segments and diagonals used to withstand the forces generated by the hangers.

- *The need for the geometry to be repetitive.*

The construction method deployed for the viaduct called for widely diverse structural schemes, with variations not only in the longitudinal bearing structure but in the cross-section as well.

The self-weight and prestressing loads were applied to the segmental core while it was still cantilevered, whereas it acted like a continuous girder when the prestressed continuity steel and weight of the cantilever wing slabs were loaded; in a subsequent step, the same bearing structure but with the full deck section in place received the stresses generated by stressing the hangers and the tension member that offsets the horizontal reaction from the arches. Lastly the loads from the supplementary prestressing, dead and live loads, and removal of the provisional piers were applied to the suspended structure.

The changes in the bearing structure, together with the rheological effects of the different concrete ages, generated substantial redistributions not only of forces between different sections, but of the stresses between the segments and the cantilever wings. In the sections near the piers where the cantilever wings cracked, additional stress redistributions appeared between these elements and the segments, complicating matters further [6].

The complexity of the construction process and the need to accurately ascertain the stress states, inasmuch as the deck is made of precast segments whose SLS stress limitations are stricter than in monolithic structures, called for a step-by-step analysis of the rheological effects of the concrete. In this study each deck member was modelled on the basis of two bars representing concretes of different ages, one for the segmental core and the other for the cantilever wing; the arch was also modelled with two bars, one for the steel and the other for the concrete component.

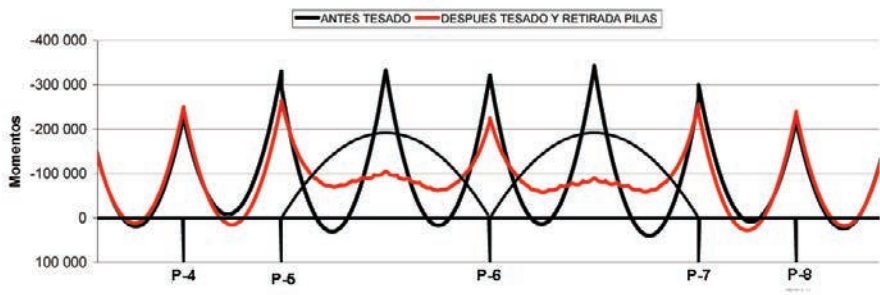


Figura 13. Momentos flectores en el proceso de tesado.
Figure 13. Bending moments during tensioning.

The deck curvature generates obvious interaction among longitudinal, vertical and transverse deck forces, particularly in the arch spans. Consequently, the engineering was performed with a spatial model exactly representing viaduct geometry.

The model used for all the calculations to determine overall longitudinal bending was the same in terms of geometry, although the characteristics of the material differed for each calculation performed.

The forces generated by the permanent loads were analyzed with a step-by-step process using moduli of elasticity, shrink factors and creep coefficients that varied over time. The forces generated by instantaneous live loads were calculated with a linear model using a constant modulus of elasticity.

ULS arch safety was verified via non-linear geometric calculations in which the modulus of elasticity for the concrete in the arch was reduced to take account of the loss of stiffness, given the level of stress to which the concrete is subjected, the effect of permanent load-induced creep and cracking.

Because in these calculations model geometry must indispensably concur with the actual geometry of the structure, the initial model geometry was fictitious so that, when the permanent loads were applied using linear calculations, taking account of the various states of load application and the variations in rheological effects over time, the resulting geometry would concur with the geometry obtained in the last step of the step-by-step analysis.

This geometry was considered in conjunction with the values of the assembly camber and a 25-cm deformation corre-

sponding to a state of imperfection that may be likened to the first buckling mode set out in Eurocode 4 for arch stability analysis.

5.1. Longitudinal bending

The standard solution for suspended decks such as in bowstring arch bridges is to balance the deck self-weight and dead weight by tensioning the hangers. Under this arrangement the only bending forces to which the deck, being supported by the hangers, is subjected are the forces generated by such loads and the live loads acting on the structure as a whole. In the event of viaducts with one or several arch-supported spans, the approach deck, where the primary stresses are due to bending moments, is usually separated by a joint from the arch span deck, where bending moments are smaller.

In the Navia Viaduct, where the use of balanced cantilevering construction ruled out the possibility of placing joints on the pier, structural continuity had to be maintained between the approach spans and the main arch spans, with the concomitant interaction between the two structures.

Near the end of deck construction, prior to stressing the hangers, the deck, acting like a girder subjected to bending stress, could withstand 70% of the total load in all the spans, including the main spans.

If the standard design criterion had been used to determine hanger tensioning forces, when the arches were erected and the hangers stressed, the deck load would have been absorbed by the arch, reducing the bending moments in the arch spans. The decline in forces in

Para todos los cálculos de la flexión longitudinal general se ha utilizado un mismo modelo en cuanto a geometría, aunque las características de los materiales son distintas para cada uno de los cálculos realizados.

Los esfuerzos producidos por las cargas permanentes se han estudiado mediante un cálculo paso a paso en el tiempo, con módulos de elasticidad y coeficientes de retracción y fluencia variables en el tiempo. Los esfuerzos producidos por las sobrecargas instantáneas se han calculado mediante un modelo lineal, con módulo de elasticidad constante.

La verificación de la seguridad del arco en E.L.U. se ha realizado mediante un cálculo con no linealidad geométrica en el que el módulo de elasticidad del hormigón del arco se ha reducido para tener en cuenta la pérdida de rigidez del hormigón para el nivel tensional en el que se encuentra, la fisuración del hormigón y el efecto de la fluencia debida a las cargas permanentes.

En dicho cálculo es imprescindible que la geometría del modelo coincida con la geometría real de la estructura construida, por lo que al modelo se le ha dado una geometría ficticia para que al aplicar las cargas permanentes en un cálculo lineal, la geometría resultante coincida con la que se obtiene a tiempo final en el modelo de cálculo paso a paso teniendo en cuenta los distintos estados de aplicación de las cargas y la evolución en el tiempo de los efectos reológicos.

A dicha geometría se le han añadido las contraflechas de montaje y la deformación correspondiente a la imperfección afín al primer modo de pandeo de 25 cm, prescrita por el Eurocódigo 4 para el análisis de la estabilidad del arco frente a pandeo.

5.1. Flexión longitudinal

La solución habitual en los tableros suspendidos, como los de puentes arco de tablero superior, es equilibrar el peso propio y carga muerta del tablero con el tesado de las péndolas; de esta forma, los esfuerzos de flexión a los que está sometido el tablero son únicamente los debidos a dichas cargas con el tablero apoyado en las péndolas y los debidos a

la sobrecarga actuando sobre la estructura completa. En el caso de viaductos en los que existen uno o varios vanos sustentados mediante arco, el tablero de los viaductos de acceso, en los que el trabajo principal es de flexión, se independiza habitualmente del de los vanos en arco, en los que las flexiones son menores, mediante una junta.

En el viaducto de Navia, al realizarse la construcción por el procedimiento de avance en voladizo, no es posible realizar una junta sobre la pila, por lo que es necesario mantener la continuidad estructural entre los viaductos de acceso y los vanos principales en arco, con la consiguiente interacción entre ambas estructuras.

Al final del proceso de construcción del tablero, antes de tesar las péndolas, el tablero resiste un 70% de la carga total mediante el trabajo a flexión como viga en todos los vanos, incluso los principales.

Si para determinar las fuerzas de tesado de las péndolas se hubiese utilizado el criterio habitual de diseño, al ejecutarse los arcos y tesar las péndolas, la carga del tablero habría pasado a estar resistida por el arco, reduciéndose los momentos flectores en los vanos en arco. La reducción de los esfuerzos en estos vanos modifica los esfuerzos en los vanos adyacentes, reduciéndose el momento flector negativo sobre la pila intermedia y aumentando el momento positivo en los vanos laterales y el negativo en la siguiente pila.

Al utilizarse unas dovelas diseñadas para vanos de 75 metros de luz, en las que, con el fin de optimizar el peso, tanto su capacidad resistente como su posibilidad de albergar tendones de pretensado se encuentra al límite para los momentos flectores que aparecen con esta luz, las dovelas no tenían capacidad para admitir los incrementos de momentos flectores que se hubieran producido si al tesar las péndolas se hubiera seguido el criterio habitual de eliminar los momentos en los vanos en arco.

Para evitar este problema, las fuerzas de tesado de las péndolas se diseñaron para que, al recoger la reacción de la pila provisional, se mantuvieran en el tablero, en la sección de arranque de los arcos, unos valores de los momentos flectores tales que al introducir la carga muerta, los momentos flectores que apa-

recen en los vanos adyacentes a los arcos fueran los correspondientes a una viga continua de 75 metros de luz. Estas fuerzas de tesado deben dejar en los vanos en arco una ley de momentos compatible con la capacidad resistente de las dovelas (Fig. 13).

5.2. Flexión transversal

Para el análisis del cálculo transversal del tablero, en el que la presencia de puntales, diagonales y péndolas hace que las cargas aplicadas directamente en las losas originen flexiones locales longitudinales y transversales, se han utilizado modelos de elementos finitos de tipo losa, mediante los que se han calculado los tramos apoyados en pilas y los suspendidos de las péndolas.

5.2.1. Anclajes de péndolas

En las secciones de anclaje de las péndolas se aplica una fuerza perpendicular a la losa de hasta 6.000 kN en E.L.S. en el centro de la sección. Al no existir armadura de conexión entre las dovelas para resistir las flexiones longitudinales, ha sido necesario un estudio cuidadoso de los mecanismos resistentes.

El objetivo era reducir las flexiones longitudinales de la losa a la vez que dotar a ésta de capacidad para resistir flexiones sin armadura. El diseño de los elementos venía condicionado a su vez por la compatibilidad con la construcción mediante dovelas.

Con el fin de reducir las flexiones longitudinales de la losa se proyectaron diagonales de hormigón, que eran más rígidas que las soluciones metálicas, presentando su anclaje a la dovela menos problemas constructivos por incompatibilidad con el encofrado. Las diagonales se pretensaron para evitar la pérdida de rigidez por fisuración; el pretensado introduce en la losa superior una flexión contraria a la que aparece en servicio al aplicar las cargas sobre lo misma, lo que permite reducir los momentos totales.

En los anclajes de las péndolas se necesitaba un regruessamiento de la losa por punzonamiento y para permitir la transmisión de tensiones de las placas de anclaje a las armaduras transversales de la losa superior y a las diagonales. Para mejorar la capacidad resistente de la losa superior en dirección longitudi-

these spans would have modified the forces in the adjacent spans, reducing the negative bending moment on the pier between them and increasing the positive moment on the outer spans and the negative moment on the next pier.

Being designed for 75-metre spans in which, to optimize weight, both the bearing capacity and the capacity to house prestressing tendons were dimensioned to the lower limit for the bending moments appearing at such span lengths, the segments could not accommodate the increases in the bending moments that would have been generated if the usual criterion, i.e., eliminating the moments in the arch spans, had been followed.

To avoid this problem, the hanger tensioning-induced forces were designed to keep the bending moments acting on the deck (at the springers during absorption of the reaction from the provisional pier) at values such that when the dead load was added, the bending moments appearing on the spans adjacent to the arches would be the moments corresponding to a continuous 75-metre span girder. These tensioning forces should yield a law of moments in the arch spans compatible with segment bearing capacity (Fig. 13).

5.2. Transverse bending

As a result of the presence of braces, diagonals and hangers in the deck, the loads applied directly to the slabs generate local longitudinal and transverse bending. For this reason, slab-type finite element models were used to analyze the transverse forces acting on both the lengths of deck supported by piers and the ones suspended from hangers.

5.2.1. Hanger anchors

A SLS perpendicular force of up to 6000 kN is applied at mid-length of the sections where hangers are anchored. In the absence of connecting steel between the segments to withstand longitudinal bending, an in-depth study of the strength mechanism had to be conducted.

The purpose was to reduce longitudinal bending in the slab while conferring on this member capacity to withstand

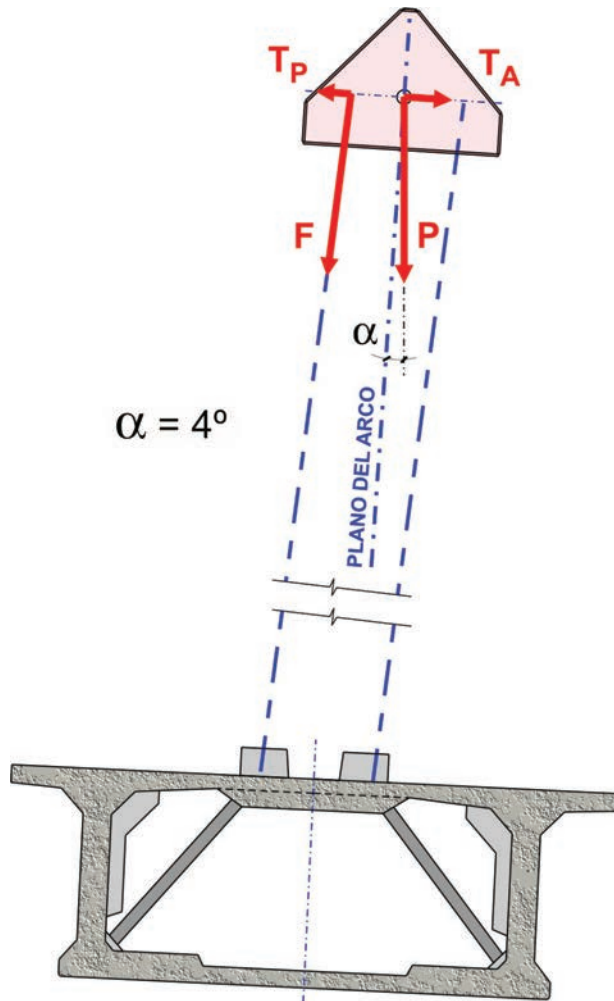


Figura 14. Fuerzas transversales en el arco.
Figure 14. Transverse forces in the arch.

bending without reinforcement. Element design was conditioned, in turn, by the need to be compatible with segmental construction.

Concrete diagonals were designed to reduce longitudinal bending in the slab. These diagonals were stiffer than steel alternatives and their anchorage to the segment posed fewer formwork-related construction problems. The diagonals were prestressed to prevent cracking-induced loss of stiffness. Prestressing loads, generate bending in the upper slab opposite to that counters the service loads, thereby reducing the final moment.

At the hanger anchors, the slab had to be thickened to enable to accommodate punch shear and to transmit stresses from the anchor plate to the transverse reinforcement in the upper slab and to the diagonals. To enhance the bearing strength of the upper slab in the longitudinal direction, this thickening was extended, forming a longitudinal girder which, with no reinforcement at the

joints, is able to withstand longitudinal bending as a result of the overall compression on the deck.

The diagonals and transverse reinforcement in the segments housing hanger anchors were engineered to withstand, under ULS conditions, the full force of the hangers without considering the contribution of the adjacent segments. The reason is that in ULS verification there are sections where intersegmental load transmission cannot be guaranteed when the upper slab is not subjected to longitudinal compression.

In the rest of the segments, the reinforcement was calculated assuming that longitudinal loads would be fully transmitted.

5.3. Arch slant

The plan layout of the viaduct describes a 1540-m radius which in the 160-m spans translates into a rise of 2.1

nal, se dio continuidad a este regreasamiento, formando una viga longitudinal capaz de resistir, sin armadura en las juntas, la flexión longitudinal mediante la compresión general del tablero.

Las diagonales y la armadura transversal de las dovelas en las que existen anclajes de péndola, se calcularon para resistir en E.L.U. la totalidad de la fuerza de las péndolas sin considerar la colaboración a las dovelas adyacentes, ya que en esta comprobación existen secciones en las que al desaparecer la compresión longitudinal en la losa superior, no puede asegurarse la transmisión de cargas entre dovelas.

En el resto de dovelas, la armadura se calculó en la hipótesis de que la transmisión de esfuerzos en dirección longitudinal sea total.

5.3. Inclinación del arco

El trazado en planta del viaducto se sitúa en una curva circular de radio 1.540 m que en los vanos de 160 m da lugar a una flecha respecto del plano de apoyos de 2,1 metros. En el caso de haber proyectado los arcos verticales partiendo del eje del tablero en los arranques, al disponer el anclaje inferior de las péndolas en el eje del tablero, éstas habrían quedado fuera del plano del arco, lo que hubiera producido en éste momentos transversales trabajando como viga balcón, para los que el arco tiene una capacidad de respuesta mucho menos eficaz que para las fuerzas contenidas en su plano.

Aunque actualmente no son raros los puentes arco con planta curva, se trata habitualmente de tableros metálicos de dimensiones relativamente modestas y poco peso, en los que los esfuerzos originados por el trabajo del arco fuera de su plano se pueden resistir sin recurrir a elementos de grandes dimensiones.

En el viaducto de Navia, el ancho de la plataforma de 27 metros y el sistema constructivo con vanos de 80 metros dan lugar a un tablero con una carga permanente de 55 toneladas por metro, mucho más pesado que los tableros habituales en los puentes arco. Para resistir los esfuerzos transversales originados por la curvatura hubiera sido necesario un arco con gran inercia horizontal, lo que hubiera implicado un incremento su ancho, con la consiguiente

repercusión en el ancho del tablero y por lo tanto en el coste del viaducto.

Para reducir los esfuerzos transversales en el arco se estudió la posibilidad de descentrar el plano del arco respecto del plano definido por las pilas, de forma que se redujera la inclinación media de las péndolas y por lo tanto los esfuerzos transversales; pero esta solución exigía, a causa del descentramiento de los arranques respecto del tablero, un incremento de ancho del tablero de unos dos metros, por lo que se desechó.

La solución adoptada para reducir los esfuerzos transversales consistió en inclinar el plano en el que se sitúa el arco respecto de la vertical, de forma que el peso del arco tiene una componente transversal respecto de su plano; esta componente, al ser de sentido opuesto al tiro transversal de las péndolas, lo equilibra parcialmente (Fig. 14).

La inclinación de las péndolas debida a la curvatura del tablero produce en éste una fuerza horizontal igual al 6% de la carga vertical, que debido a la luz de 160 m origina en el tablero momentos de eje vertical muy importantes. Aunque sus efectos no presentan problemas en el tablero en E.L.U. al tener un canto en dirección horizontal de 27 m, sin embargo las tensiones que se producen por este efecto se añaden a las originadas por la flexión en el plano vertical.

Este problema del incremento de tensiones, que en un tablero in situ no hubiera tenido mucha importancia, al tratarse

de un tablero de dovelas en el que en E.L.S. no se admiten tracciones, tiene como consecuencia un incremento muy importante del pretensado.

Para poder equilibrar completamente la carga muerta del tablero, habría sido necesario inclinar el arco un ángulo de 12° respecto de la vertical. Al aumentar la inclinación del plano del arco, la fuerza transversal en el tablero originada por la inclinación de las péndolas se incrementa, aumentando los momentos de eje vertical. Si se hubiera inclinado el arco esta magnitud, los momentos generados en el tablero hubieran hecho necesario un incremento del pretensado para controlar las tensiones que no era posible colocar en la sección disponible, lo que hacía que dicha solución no fuera viable.

Para fijar la inclinación óptima del arco se realizaron cálculos con diferentes inclinaciones, decidiéndose dar un ángulo de 4° que permitía equilibrar un tercio de la fuerza transversal debida a la curvatura, mientras que los momentos de eje vertical del tablero se mantenían en valores admisibles.

Para resistir las tracciones originadas por la flexión del tablero de eje vertical, debida a las cargas horizontales, se dispuso en los voladizos de los vanos de los arcos un pretensado no simétrico.

5.4. Arranques de los arcos

Las fuerzas transversales al arco hacen que éste trabaje como viga balcón.

metres out of the plane of the supports. If the arches had been designed to spring vertically from the deck centreline, since the low end anchors for the hangers were positioned on the deck centreline, the hangers would have fallen outside the plane of the arch. That circumstance would have generated transverse moments to which the arch working like a balcony beam, would respond much less effectively than to forces within its plane.

Although arch bridges with a curved plan are not rare today, they generally have fairly small, lightweight steel decks, in which the off-plane forces generated by the arch can be withstood without resorting to large-scale elements.

In the Navia Viaduct, the combination of a 27-metre wide platform and the construction system with 80-metre spans resulted in a deck with a permanent load of 55 tonnes per metre, much heavier than decks usually found in arch bridges. An arch with large horizontal inertia would have been needed to withstand the transverse forces generated by the curve, which in turn would have entailed an increase in arch width with the concomitant impact on the deck width and therefore the cost of the viaduct.

A study was conducted of the possibility of off-centring the plane of the arch with respect to the plane defined by the piers to reduce the transverse forces acting on the arch. This would have reduced the mean slant of the hangers and therefore the transverse forces. But since off-centring the springing lines would have necessitated widening the deck by about two metres, this approach was disregarded.

The solution adopted to reduce transverse forces consisted in slanting the plane of the arch from the vertical so that the weight of the arch has a component transverse to its plane that partially offsets the transverse pull of the hangers, for the two forces work in opposite directions (Fig. 14).

The slant on the hangers imposed by the deck curvature generates a horizontal force on the deck equal to 6% of the vertical load which, due to the 160-m span, induces substantial vertical moments in the deck. The effects pose no problems in the deck under ULS condi-

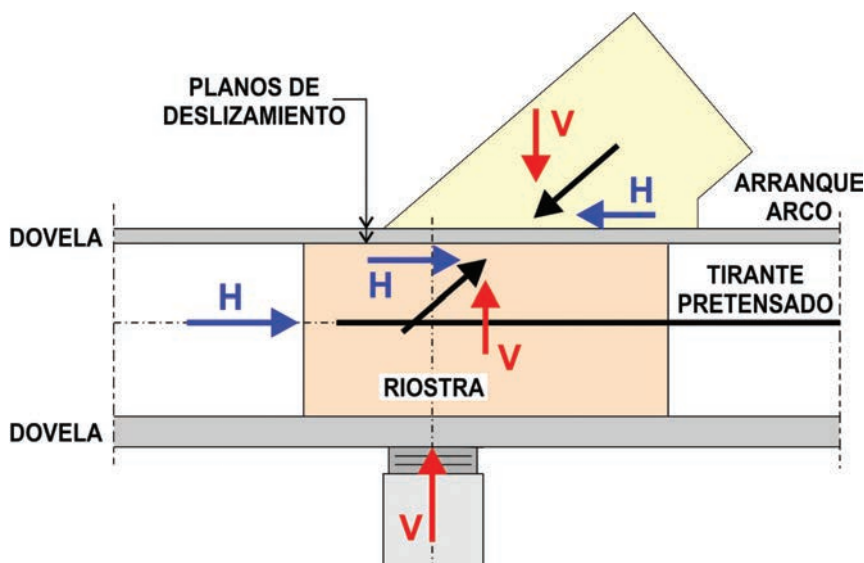


Figura 15. Esquema de fuerzas en los arranques de los arcos.
Figure 15. Forces at the arch springing line.

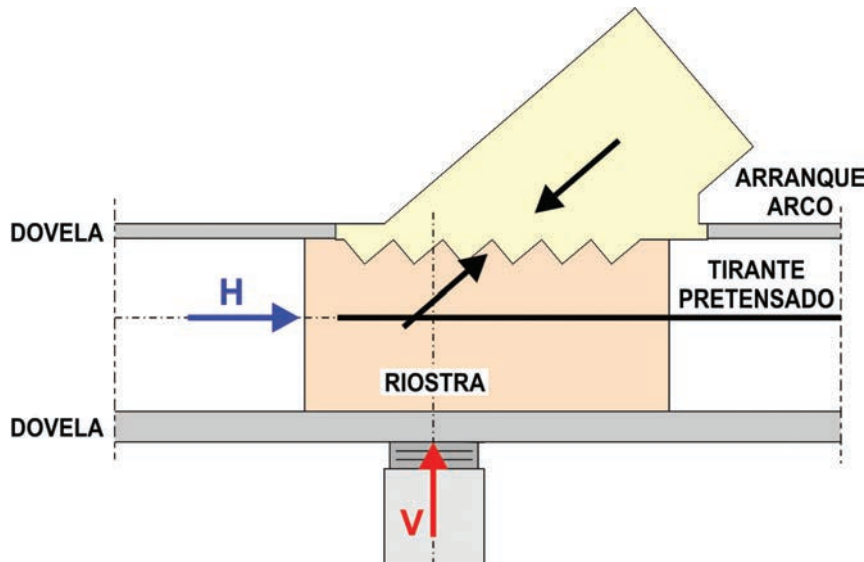


Figura 16. Solución constructiva del arranque de los arcos.
Figure 16. Construction solution for the arch springing line.

tions, however, since it measures 27 m across. Nonetheless, the stress generated by this effect must be added to forces owing to vertical bending.

This problem, which in an in situ deck would be of minor importance, in a segmental deck where tensile stresses are not permitted in SLS verifications, this increase in forces calls for considerably greater prestressing steel ratios.

In order to fully balance the dead weight of the deck, the arch would have had to be slanted at an angle of 12° from the vertical. Such an increase in the slant in the plane of the arch would have raised the transverse force on the deck generated by the hangers, and with it the vertical moments. If the arch had been slanted to this extent, the moments generated in the deck would have necessitated the use of more prestressing steel to control the stress than could have been accommodated in the available section, rendering the solution unfeasible.

Calculations were performed with different arch angles to establish the optimum slant. An angle of 4° was adopted to balance one third of the transverse force due to the curvature and maintain the vertical moments on the deck within allowable values.

The tensile stresses generated by vertical bending in the deck induced by horizontal loads are offset by non-symmetrical prestressing in the cantilever wing slabs.

5.4. Arch springing lines

Transverse forces cause the arch to work like a balcony beam. In ULS verifications, as a result of the bending moments at the arch springing lines all the compression force is concentrated in half of the section. The substantial tensile stress generated in the other half makes it necessary to anchor the arch in the deck.

The bending moment on the springing section changes direction, for prior to hanger stressing it points along the inner side of the curve due to self-weight and after tensioning along the outer side due to the pull from the hangers. With such a change in direction, symmetrical anchorage had to be designed to anchor both sides. The anchor consists in 84 40-mm diameter B835 steel bars stressed to 650 kN.

An interesting problem arose around the connection between the concrete arch springing blocks and the deck. At the springing the arch slants 35° from the horizontal. Since the deck is precast, a plane of discontinuity is generated at the contact between the springing blocks and the deck segments (Fig. 15). Large amounts of reinforcement were required to withstand the shear stress acting on that plane, posing assembly problems due to the continuity needed amongst the springer block, the segment and the diaphragm, each of which was cast in a different phase. Moreover, the considerable bending at the springing line generated by the transverse forces

En las comprobaciones en E.L.U, los momentos flectores en los arranques de los arcos originan que toda la compresión se concentre en la mitad de la sección, produciéndose tracciones importantes en la otra que requieren el anclaje del arco al tablero.

El momento flector en la sección de arranque cambia de sentido ya que antes del tesado de las péndolas vuelca hacia el lado interior de la curva debido al peso propio y después del tesado hacia el exterior debido al tiro de las péndolas. Este cambio de sentido de los esfuerzos hace que sea necesario proyectar un anclaje simétrico para anclar ambos lados. El anclaje se materializa mediante 84 barras de 40 mm de diámetro de acero B-835 tesadas a 650 kN

Un problema interesante surgió en la conexión de los arranques de hormigón del arco con el tablero. En su arranque el arco tiene una inclinación respecto del plano horizontal de 35° . Al ser el tablero prefabricado se origina en el contacto del arranque con las dovelas del tablero un plano de discontinuidad (Fig. 15). Para resistir el esfuerzo rasante que aparece en dicho plano era necesario disponer una armadura de gran magnitud, que presentaba problemas de montaje al ser necesario dar la continuidad entre el macizo de arranque, la dovela y la riostra, hormigonada cada una en una fase diferente. Además, los esfuerzos transversales del arco originan en su arranque flexiones importantes, lo que hace que la reacción del arco y por lo tanto la armadura de rasante deba concentrarse en una de sus mitades. La magnitud de la flexión transversal requiere la colocación de armadura de flexión tanto pasiva como activa.

Al estar formado el tablero por dovelas, en el que tanto la riostra interior como el macizo de arranque del arco se hormigonan en fases distintas a la dovela, en dicho arranque aparecen dos planos de discontinuidad, uno en la cara exterior del tablero entre el arco y la dovela y otro en la cara interior entre la dovela y la riostra.

Para mejorar la transmisión de esfuerzos y eliminar la necesidad de armadura de rasante entre los tres elementos, una vez montado el tablero de dovelas, se hormigonó la riostra dejando en su cara superior dientes con caras perpendiculares a la directriz del arco, poste-

riormente se demolió la losa superior del tablero y se hormigonó el arranque del arco directamente contra la riostra; de esta forma, los esfuerzos entre el arco y la riostra se transmiten a través de planos perpendiculares a las tensiones, lo que evita la necesidad de disponer armadura de rasante (Fig. 16).

La componente horizontal de reacción máxima de los arcos en E.L.U. es del orden de 90.000 kN. Con el fin de no introducir tracciones en el tablero, para equilibrarla se proyectó un pretensado exterior centrado con la directriz del tablero entre las riostras de los arranques exteriores de los arcos. Este tirante está formado por 12 tendones de 42φ0.6" protegidos mediante vaina de polietileno y con una longitud de 326 m, con una fuerza de tesado de 100.300 kN.

6. HORMIGONES

Los hormigones normalmente utilizados han sido H-45 para el tablero y H-30 para pilas, estribos y cimentaciones. En la totalidad de hormigones del viaducto se ha realizado un control del hormigón intenso, con control de resistencia del 100% de las amasadas.

En el tablero y en los arcos ha sido necesario utilizar distintos hormigones de características especiales, debido en algún caso a las elevadas tensiones que aparecen por las limitaciones impuestas por la geometría de las dovelas, o para no incrementar excesivamente las dimensiones y pesos de los elementos, y en otros casos, a las necesidades de puesta en obra. Los hormigones especiales utilizados han sido:

- **HP-60** en algunas dovelas del tablero de los vanos en arco sometidas a esfuerzos importantes, en las que al estar limitadas las dimensiones de las dovelas, se producían tensiones superiores a las admisibles para el hormigón H-45.

Corresponden a las dovelas próximas a los arranques de los arcos, en las que la flexión horizontal produce tensiones tangenciales elevadas en la losa superior.

También se ha utilizado H-60 en las dovelas situadas sobre las pilas provisionales, en las que se producen momentos flectores importantes durante las fases de montaje, pero en las que, al

estar en servicio en el centro del vano en arco, no convenía incrementar el espesor de las almas y de la losa inferior para no aumentar el peso del tablero.

- **HP-45 autocompactante sin retracción** en el hormigón de relleno del arco y en el de las riostras y diagonales del tablero, en los que no es posible el vibrado y en los que por su responsabilidad no eran admisibles defectos en el hormigonado.

- **HP-70 autocompactante** en los macizos de arranque de los arcos, en los que debido a la flexión transversal de los arcos en E.L.U. toda la compresión del arco se concentra en media sección, por lo que se producen tensiones muy elevadas bajo el apoyo de la chapa del arco. Además, al formar las barras pretensadas de anclaje del arco una barrera que dificulta el acceso de los vibradores, se utilizó hormigón autocompactante.

Los hormigones se fabricaban en una central externa a la obra; las fórmulas de los distintos hormigones se desarrollaron conjuntamente por la central y el laboratorio de la obra. En los hormigones especiales se realizó un apoyo por parte del Laboratorio Central de FCC Construcción, especialmente en la puesta a punto del hormigón autocompactante y el estudio de la evolución en el tiempo de las presiones sobre el encofrado [10].

El hormigonado del arco planteaba algunos problemas específicos que requirieron el estudio del comportamiento del hormigón autocompactante a edades tempranas, particularmente la evolución de las presiones sobre el encofrado y el proceso de formación de juntas frías del hormigón autocompactante.

El hormigón autocompactante se comporta a edades tempranas como un líquido, produciendo en el encofrado presiones con una ley hidrostática, que aumentan al proseguir el llenado del encofrado hasta que comienza el fraguado del hormigón. El proceso de fraguado de un hormigón autocompactante es más lento que el de un hormigón normal y se ve influenciado por su fluidez y las proporciones de los aditivos utilizados, siendo un proceso poco conocido; razón por la que se consideró indispensable realizar los ensayos necesarios para poder diseñar el procedimiento de hormigonado de los arcos.

on the arch concentrate the reaction of the arch (and with it the need for shear reinforcement) in one of the two halves. The magnitude of the transverse bending called for both passive and active bending reinforcement (Fig. 16).

Since the deck is formed by made of segments, and both the inner diaphragm and the arch springer block are cast in different stages than the segments, two planes of discontinuity appear at the springing line, one on the outer side of the deck between the arch and the segment and the other on the inner side between the segment and the diaphragm.

To improve load transfer and eliminate the need for shear reinforcement among these three elements, once the segmental deck was assembled, the diaphragm was concreted, with teeth at the top whose faces were perpendicular to the sweep of the arch. The upper deck slab was subsequently demolished and the arch springing line was cast directly against the diaphragm. Under this arrangement, the forces between the arch and the diaphragm are transmitted across planes perpendicular to the stresses, precluding the need for shear reinforcement.

The maximum reaction of the horizontal component in the arches at the ULS is on the order of 90,000 kN. Provision was made for external prestressing on the deck to avoid tensile stresses. These tendons run at the level of along the centroid of the deck between the diaphragms of the outer arch springing blocks. This tension member consists in twelve 100,300-kN, 326-m long tendons with 2 6 φ strands encased in a polyethylene sheath.

6. CONCRETES

As a rule the concretes used were H-45 in the deck and H-30 in piers, abutments and foundations. All the concretes in the viaduct were subjected to intense quality control, including strength testing of 100% of the batches.

Concrete with special properties had to be used in the deck and arches in some cases, to accommodate the high stresses occasioned as a result of the limitations imposed by segment geometry, to avoid excessive increases in member dimensions or weights, or to meet pouring placement needs. The special concretes used were:

- **HP-60** in some of the arch span deck segments subjected to high stresses, where, because the segment dimensions were limited, the stresses generated were higher than allowable for H-45 concrete.

This is the case of the segments near the arch springing springer blocks, where horizontal bending generates high tangential stress in the upper slab.

H-60 was also used in the segments positioned over the provisional piers, where sizeable bending moments arose during assembly. Given their location in the centre of the arch span, the alternative, i.e., thickening the webs and the lower slab, was unadvisable, for it would have entailed increasing the weight of the deck.

- **Self-consolidating, non-shrinkage HP-45** in the filler concrete for the arch diaphragm and deck diagonals, where vibrating was not possible and where casting flaws were inadmissible given the importance of these elements for structural safety.

- **Self-consolidating HP-70** in the arch springer blocks, where due to the transverse bending of the arches under ULS conditions all the compressive stresses on the arch are concentrated in half of its section, generating very high stress under the arch support plate. Moreover, since the prestressed bars used to anchor the arch hindered vibrating operations, self-consolidating concrete was used.

The concrete was mixed at an off-site plant; the formulas for the various types of concrete were developed jointly by the plant and the works laboratory. The FCC Construcción Central Laboratory provided support for the special concretes, particularly with regard to perfecting the self-consolidating concrete and the study of variations in the pressure on the formwork over time [10].

Concreting the arch posed specific problems that called for a study of the early age behaviour of the self-consolidating concrete, specifically with respect to the variation in pressure on the formwork and the formation of cold joints.

At early ages self-consolidating concrete behaves like a fluid, exerting hydro-

static-like pressure on the formwork. Such pressure increases as the formwork is filled until the concrete begins to set. Setting in self-consolidating concrete is slower than in ordinary concrete, and affected by its flowability and the proportions of the admixtures used. As this process is badly known, testing to design a concreting procedure for the arches was regarded to be indispensable.

During arch casting, the effect of the pressure exerted by the concrete is to subject the walls of the steel section to stresses, in addition to the stresses owing to service actions. If these forces are not controlled during concreting, the service safety factor of the structure declines. The design assumed pressures due to fresh concrete of 100 kN/m², i.e., equivalent to a 4.5-m high column of fresh concrete.

A second issue addressed was that a discontinuity in concrete pouring longer than the initial setting time, would cause an horizontal cold joint to form between the two lifts. The result would be that the fresh and hardened concrete would slip apart because the angle between the joint and the direction of the compressive force in the arch would be smaller than the friction angle between them.

In the event of cold joints, to prevent such slipping, the steel tube would begin to work like a hoop; if the formation of such joints had been planned during casting, the arch would have had to be designed to withstand this effect in all its sections.

Since formwork could not be built perpendicular to the arch axis, the entire arch had to be cast in a single operation to ensure concrete continuity between consecutive lifts.

The tests listed below were conducted to ascertain these parameters and design the formula for the arch concrete:

- The slump test.
- The “Japanese circle” test.
- Scale model (1/4) trial consisting in concreting one length of the arch
- Determination of variations in pressure over time, by concreting a tube three metres high to mid-height and later concreting the rest.

Durante el hormigonado del arco, por efecto de la presión del hormigón, se producen en las paredes de la sección metálica tensiones que se suman a las que aparecen en el mismo por los esfuerzos en servicio. Si no se controlan los esfuerzos durante el hormigonado se produce una disminución del coeficiente de seguridad disponible en servicio. En proyecto se consideró una presión debida al hormigón fresco de 100 kN/m², equivalente a una columna de hormigón fresco de 4,5 metros.

Un segundo problema radica en que en el caso de producirse una discontinuidad en el vertido del hormigón con una duración mayor que el tiempo de comienzo del fraguado, se produce entre las dos fases de hormigonado una junta fría horizontal que no es posible tratar. Al ser el ángulo entre la junta y la dirección del esfuerzo de compresión en el arco inferior al ángulo de rozamiento entre el hormigón fresco y el ya fraguado, se produciría el deslizamiento entre ambos hormigones.

En el caso de formarse una junta fría entre hormigones, para impedir el deslizamiento, el forro de acero empezaría a trabajar como zuncho; por lo que en el caso de que se previera la formación de juntas frías durante el hormigonado, habría sido necesario proyectar el arco con capacidad para resistir este efecto en cualquier sección.

Al no ser posible realizar un encofrado perpendicular a la directriz del arco para evitar este problema, es necesario realizar el hormigonado en una sola fase, asegurando la continuidad del hormigonado entre dos tongadas consecutivas.

Para conocer estos parámetros y diseñar la fórmula del hormigón del arco se realizaron los siguientes ensayos:

- El ensayo de escurrimiento.
- El ensayo del círculo japonés.
- Hormigonado de un modelo correspondiente a un tramo del arco a escala 1/4.
- Determinación de la evolución de la presión en el tiempo, mediante el hormigonado de un tubo de tres metros de altura hasta la mitad y posterior hormigonado del resto de la altura.

6.1. Prueba de hormigonado en modelo

En obra se fabricó, con encofrado de madera, un tramo del arco a escala 1/4, cuya posición se correspondía con la más alta del arco, que era la zona que más dudas ofrecía para la operación de llenado. En este modelo se simulaban los rigidizadores, los elementos de conexión y los diafragmas que se habían proyectado para la estructura metálica del arco.

El modelo se inclinó 10° longitudinalmente y 4° transversalmente respecto a la horizontal, para reproducir fielmente la realidad del arco, hormigonándose con la dosificación elegida para el hormigón HA-45 autocompactante.

Al desencofrar se observaron algunos defectos de llenado, que aunque eran de poca importancia se pensó que sería conveniente evitar. Con tal fin se modificaron algunos de los pasos de hormigón previstos en los rigidizadores y se dispusieron en los orificios de llenado próximos a la clave de los arcos 5 bebederos de 50 centímetros de altura, de forma que el hormigón del arco tuviera durante el hormigonado una presión máxima de 10 kN/m².

6.2. Pruebas de las presiones durante el hormigonado

Para conocer la evolución de las características del hormigón autocompactante a edades tempranas, en el Laboratorio Central de FCC Construcción se hicieron varios ensayos para la determinación de:

- Evolución de la presión del hormigón en el tiempo a distintas temperaturas.
- Tiempo de formación de juntas frías.

La presión del hormigón sobre un encofrado depende de los siguientes factores:

- Velocidad vertical de llenado del molde en m/h.
- La temperatura.
- Las características del hormigón, fundamentalmente su consistencia.
- Los aditivos utilizados.

Al existir poca bibliografía para hormigones autocompactantes, y poner de manifiesto la existente una importante variación de la evolución del comportamiento en función de la fórmula del hormigón, se planteó la necesidad de realizar ensayos para conocer el comportamiento del hormigón que se iba a utilizar.

Se hicieron pruebas de presión de hormigón, siguiendo la metodología utilizada por Assaad y Khayat [9], utilizando tubos de PVC de 3 metros de altura, en cuyas paredes a distintas alturas se dispusieron piezómetros, con objeto de observar las presiones a lo largo de la longitud del tubo y su evolución.

Los ensayos consistieron en llenar, en una primera fase, el tubo hasta la mitad de altura y tomar presiones en los piezómetros en el momento del hormigonado y a continuación, a intervalos de media hora, hasta cumplir un plazo determinado de tiempo.

En una segunda fase se completó el relleno del tubo, volviendo a tomar presiones en intervalos de media hora hasta alcanzar plazos que llegaron en algunos casos a las siete horas desde el comienzo.

Se efectuaron varios ensayos siguiendo la sistemática expuesta en diferentes días con temperaturas entre 10° y 20°, variando los tiempos entre ambos hormigonados.

También se hicieron pruebas de hormigonado continuo con una velocidad de llenado de un metro por hora, ya que algún autor afirma que cuando el incremento de altura es lento no se producen presiones hidrostáticas. Se comprobó que esta hipótesis no es cierta.

Los resultados obtenidos de los ensayos para la fórmula utilizada en el hormigonado, que incluía un 2% de acelerante Meyco SA 172, se pueden resumir en los puntos siguientes:

- En el inicio de la primera fase el hormigón se comporta como un líquido, generando presiones hidrostáticas que se mantienen en un plazo de tiempo que depende de la temperatura inicial del hormigón.
- Al hormigonar la segunda fase, se producen incrementos de presión en la primera, que descienden conforme avanza el tiempo.

6.1. Scale-model concreting

A 1/2 scale model of the upper-most section of the arch, the area whose casting posed the greatest uncertainties, was built on site with wood formwork. This model included simulation of the stiffeners, connecting elements and diaphragms designed for the steel structure of the arch

The model was slanted 10° longitudinally and 4° transversally from the horizontal to accurately reproduce arch realities, and then cast with the designed design dosage of self-consolidating HA-45 concrete dosage.

When the forms were removed, certain minor fill flaws were detected which it was felt should be avoided. To this end some of the planned concrete passages holes through the stiffeners were modified and five 50-cm high hoppers were positioned in the filling holes near the arch crown to ensure that the maximum pressure of the concrete in the arch during casting was at least 10 kN/m².

6.2. Casting pressure tests

The FCC Construcción Central Laboratory conducted a number of tests to monitor the variations in early age self-consolidating concrete characteristics, namely:

- *Variation in concrete pressure over time at different temperatures.*
- *Cold joint formation time.*

Concrete pressure on formwork depends on the following factors:

- *Initial rate of mould filling in m/h.*
- *Temperature.*
- *Concrete characteristics, essentially consistency.*
- *The admixtures used.*

In light of the scant literature on self-consolidating concrete, and given that the information available reported substantial variations in performance depending on the concrete formula, a need was identified to conduct tests to determine the behaviour of the concrete to be used.

Concrete pressure tests were run in accordance with Assaad and Khy at [9] methodology, using PVC tubes 3 metres high to whose walls piezometers were attached at different heights to monitor pressure and pressure variations along the length of the tube.

The tests consisted in filling the tube in a first stage to mid-height, taking pressure readings during casting and thereafter at half-hour intervals until a given time had lapsed.

In the second phase the rest of the tube was filled, taking pressure readings at half-hour intervals for periods of up to seven hours in some cases.

Several tests were conducted, following the above protocol on different days with temperatures ranging from 10 to 20 °C and varying the time lapsing between pourings/lifts.

Continuous concreting trials were also conducted at a filling rate of one metre per hour, for some authors reported the absence of hydrostatic pressure when forms were filled gradually. This hypothesis was found to be untrue.

The test results for the formula used, which included 2% Meyco SA 172, an accelerating admixture, can be summarized as follows:

- At the beginning of the first phase the concrete behaved like a fluid, generating hydrostatic pressures that were maintained for a period of time that varied with the initial concrete temperature.

- The second phase of concreting raised the pressure in the first, which declined over time.

- The magnitude of the rise in pressure was closely related to concrete temperature. At temperatures of under 13 °C a sharp rise was observed, very near the value of the hydrostatic pressure in the upper part of the mix at rest, for the energy furnished by pouring the second concrete phase eliminated the thixotropic stiffness in this area. The decline in pressure with time was small and very gradual in this case.

- At a temperature of 13 °C, pressure could be regarded to be 75% of the theoretical value 5 hours after casting; 67% after six hours; and 60% after 7 hours.

- At temperatures of 20 °C in turn, the first phase increase in pressure was much smaller and its decline much faster. No pressure rises were recorded six hours after the first phase was concreted.

Consequently, using this type of concrete, the initial pressures could be expected to be higher than for conventional concrete, while the effect of temperature was of cardinal importance in determining the time when constant pressure was attained.

Cold joint formation was evaluated by preparing specimens kept at several temperatures and lagging upper half casting by different times.

The specimens were subjected to bending tests by applying a point load on the construction joint, located at mid-span. The specimens were regarded to be monolithic when the failure force was of the same order as the force for a specimen concreted in a single operation in the same range of temperatures.

With the 2% accelerating admixture, the specimens stored at an ambient temperature of 20 °C were compliant for intervals between concreting of up to 4 hours. The specimens stored at 3 and 50 °C were compliant for times of up to 90 minutes.

On the grounds of these tests, recommendations were formulated for an arch casting schedule that would limit the concrete-induced pressure on the steel arch:

- The combined height of any two consecutive phases should not be over five metres, to ensure that under hydrostatic pressure conditions the maximum value reached would be 100 kN/m², the ceiling specified in the design.

- After one phase is cast, the next phase should not be initiated until the temperature in the lower phase reaches 0 °C.

- The interval between the end of placement in one phase and the beginning of the following phase should not exceed two hours.

Under these conditions, at an ambient temperature of 20 °C, the concreting time for each phase was under four

- La cuantía de estos incrementos de presión está íntimamente relacionada con la temperatura del hormigón. Se ha observado que, por debajo de 13 °C, el incremento es elevado, siendo próximo a la presión hidrostática en la parte superior de la masa en reposo, ya que la energía aportada por el vertido del hormigón de la segunda fase anula la rigidez tixotrópica en esta zona. Los descensos de presión al avanzar el tiempo son, en este caso, pequeños y lentos en producirse.

- Para una temperatura de 13 °C, puede considerarse que a las 5 horas del comienzo del hormigonado el porcentaje de la presión es del 75% de la teórica, a las 6 horas del orden del 67% y a las 7 horas del 60%.

- Si, por el contrario, la temperatura alcanza los 20 °C, el incremento de presión en la primera fase es mucho menor y su descenso a lo largo del tiempo más rápido. A partir de 6 horas del hormigonado de la primera fase no se producen incrementos de presión.

En consecuencia, utilizando este tipo de hormigón son de esperar presiones iniciales superiores a las de un hormigón convencional, siendo la influencia de la temperatura primordial para determinar el momento en que el empuje permanece constante.

Para evaluar la formación de juntas frías se fabricaron probetas en las que el hormigonado de sus mitades inferior y superior se desfazaron distintos tiempos y se mantuvieron a varias temperaturas.

Las probetas se ensayaban a flexión aplicando una carga puntual apoyada sobre la junta de hormigonado, que se situaba en el centro de la luz. Las probetas se consideraban monolíticas cuando la fuerza de rotura era del mismo orden que la de una hormigonada de una vez y sometida a las mismas condiciones térmicas.

Con el 2% de acelerante utilizado, las probetas mantenidas a temperatura ambiente de 20° C cumplieron hasta el tiempo máximo de 4 horas de desfase ensayadas. Las mantenidas a 35 y 50° C cumplieron en el ensayo a una hora y media.

Apoyándose en los resultados de estos ensayos se elaboraron unas reco-

mendaciones que permitieran redactar un plan de hormigonado del arco, que acotara las presiones del hormigón de relleno sobre el arco metálico:

- La altura suma de dos fases consecutivas no debía superar la cifra de los 5 metros, garantizando de esta forma que en régimen hidrostático de presiones se alcanzaran como mucho los 100 kN/m², especificados como tope por el proyecto.

- Tras el hormigonado de una fase, la fase superior no se debía iniciar hasta que la temperatura de la inferior no alcanzara los 20 °C.

- El tiempo máximo entre el fin del vertido de una fase y el comienzo de la siguiente debería ser inferior a dos horas.

En estas condiciones, para una temperatura ambiente de 20 °C, el tiempo de hormigonado de cada fase era inferior a 4 horas y el tiempo total del conjunto de dos fases sucesivas inferior a 8 horas.

En el control de temperaturas realizado durante el hormigonado se comprobó que en las primeras tongadas el comienzo del fraguado era más lento, tardándose del orden de 10 horas en conseguirse un incremento de temperatura de 10 °C. En las últimas tongadas, en las que el hormigón vertido entra en contacto con el que ya está en proceso de fraguado, la reacción es más rápida, por lo que dicho incremento se alcanzó a las 6 horas.

7. CONSTRUCCIÓN

7.1. Cimentaciones

Las cimentaciones de los estribos y pilas 1, 2, 9 y 10 son directas sobre las pizarras de Luarca, con una tensión admisible de 0,8 N/mm². El resto de las pilas tienen cimentación profunda mediante pilotes de gran diámetro de 2,0 y 2,15 m.

Al encontrarse el nivel freático a menos de un metro de la superficie y ser el terreno muy permeable, la ejecución de los encepados se realizó al abrigo de recintos de tablestacas. Una vez realizada la excavación se ejecutó un tapón de hormigón sumergido que permitió la ejecución en seco de los encepados.

A causa de la presencia de fangos en los estratos superiores la perforación de los pilotes se realizó con camisa perdida hasta alcanzar la roca. Gracias a la utilización de la camisa perdida se ha conseguido la ejecución de los pilotes sin problemas a pesar de las dificultades debidas a las características del terreno. La longitud total de los pilotes es de 2.120 metros.

7.2. Pilas

Las pilas, con alturas reducidas, se han ejecutado con encofrados trepantes. Debido a la necesidad de ubicar en cabeza de las pilas los equipos de recolocación de los tableros que requieren una superficie de 5,7 x 8,8 m, se dispone un capitel de 5 metros de canto, que se ejecuta mediante un encofrado metálico.

Las pilas provisionales del centro de los vanos en arco eran de acero para facilitar su retirada. Estas pilas estaban formadas por celosías con cuatro perfiles armados en las esquinas, formados por H de 600 x 600 con chapas de 60 mm; en cabeza tenían capiteles de hormigón para colocar los equipos de recolocación de los tableros.

7.3. Tablero

El tablero consiste en un dintel continuo de canto constante de 3,70 m, formado por un núcleo de dovelas prefabricadas de 10,8 m de ancho y unos 2,15 m de longitud, que se monta por voladizos sucesivos con ayuda de una cimbra autotanzable.

El sistema de fabricación y montaje de las dovelas ha sido desarrollado por FCC para la construcción de viaductos de autovía para doble calzada con luces de 75 metros. Este sistema ha sido descrito en [3], [4], [7] y [8], por lo que en este artículo se realiza una descripción sucinta.

La fabricación de las dovelas se realizó en una instalación con dos líneas de hormigonado situada a 200 m del estribo 1. Esta instalación se utilizó también para la fabricación del viaducto de Meiro, de 384 m de longitud, perteneciente a la misma obra, construido con idéntica tipología a los vanos de los viaductos de acceso.

hours and the total time for both phases was less than eight hours.

The temperature readings taken during concreting showed that setting was slower in the first lifts, taking on the order of ten hours to raise the temperature by 10 °C. In the latter lifts, in which the fresh concrete was poured over concrete in the process of setting, the reaction was faster, with the temperature rising by 10 °C in just six hours.

7. CONSTRUCTION

7.1. Foundations

the piers 1, 2 9 and 10 foundations were built directly on Luarca slate, with an allowable stress of 0.8 N/mm². The rest of the piers are supported by deep foundations, with piles 20 and 215 m in diameter.

Since the groundwater table is less than one meter from the surface and the terrain is very permeable, cap construction was made enclosed in a sheet pile cut off wall enclosure was built for cap construction. After the excavation was dug a submerged concrete plug was laid to be able to build the caps on dry ground.

Because of the presence of marshy terrain in the upper layers, piles were driven to rock level inside permanent casing. The piles could be readily driven despite the difficulties posed by the terrain thanks to the use of such encasements. The total combined length of the piles is 2120 metres.

7.2. Piers

The piers, which are fairly low, were built with climbing forms. Since the deck assembly equipment, requiring an area of 57 x 88 m, was to work from the pierheads, these elements were topped with 5-m deep capitals, built with steel formwork.

The mid-span provisional piers in the arch spans were made of steel to facilitate removal. These piers consisted in lattices with 60-mm thick, 600 x 600-mm steel H-sections made of 60-mm steel plates at the four corners; they were capped with concrete capitals to



Figura 17. Montaje de dovelas.
Figure 17. Segment assembly.

accommodate the deck assembly equipment.

7.3. Deck

The deck, a continuous girder with a constant depth of 3.0 m made of a core of precast segments 10.7 m wide and 2.15 m long, was assembled using the balanced cantilevering method with the aid of a launching gantry.

The system used for segment casting and assembly was developed by FCC to build two-carriageway viaducts on limited access roads with spans of up to 37 metres. Inasmuch as this system is described in [3], [4], [7] and [8], it is discussed only briefly in the present article.

The segments were manufactured at a facility with two concreting lines, located at 200 m from abutment 1, also used to manufacture segments for the 384-m Meiro Viaduct forming part of the same by-pass and built using the same method as in the approach spans.

Segment manufacture was performed by match-casting, in which each segment served as formwork for the following one next to ensure a perfect fit. The geometry of each segment is variable to adapt the deck to the road layout; this

was attained by varying the relative position of the two segment joints, using a stationary casting form to create each successive segment (“wet-cast segment”) against the previously cast piece (“match-cast segment”), which was positioned as required to obtain the geometry of the wet-cast segment.

The segments were manufactured at a rate of one per line per day, stored along the road layout and assembled after reaching the age of 28 days.

The segments were assembled with the balanced cantilevering method using a 100 t, 13 m long launching gantry, consisting in two steel lattices that travelled over the deck. A winch travelling along the upper chord of the lattices was used to position the segments and move the gantry (Fig. 17).

Since the deck is prestressed internally, the segments were glued together with epoxy resin. The resin was spread on the side of the segment to be positioned at the end of the existing cantilevered structure. Each segment was anchored to the existing deck with provisional prestressing bars.

As the segments were assembled, the upper prestressing was placed performed, anchoring the tendons at in blisters located inside the segment; ten-

El hormigonado se realizó mediante la conjugación de piezas, sirviendo cada dovela de molde para fabricar la siguiente, por lo que en la unión entre las mismas existe un perfecto contacto. La geometría de cada dovela es variable para adaptar el tablero al trazado de la autovía; dicha geometría se consigue variando la posición relativa entre ambas juntas de la dovela, que se materializan mediante un encofrado fijo, denominado máscara, y la dovela conjugada, que se posiciona en la situación requerida para conseguir la geometría de la dovela a hormigonar.

Las dovelas se fabricaron con un rendimiento de una dovela por línea y día, acopiándose en la traza y colocándose con una edad mayor de 28 días.

El montaje de las dovelas se realiza por avance en voladizo mediante una cimbra autolanzable de 137 m de longitud y 1.000 kN de capacidad de carga, formada por dos celosías metálicas, que se traslada sobre el tablero. Por el cordón superior de las celosías se traslada un cabrestante, elemento utilizado para la manipulación de dovelas y las traslaciones de la cimbra (Fig. 17).

El pretensado del tablero es interior, por lo que la junta entre las dovelas se realiza con resina epoxi. La resina se extiende en la cara de la dovela que se va a

colocar desde el extremo del voladizo construido. La dovela se ancla al tablero construido mediante pretensado provisional realizado con barras pretensadas.

Paralelamente al montaje de las dovelas se va ejecutando el pretensado superior de voladizo, que se ancla en mognos situados en el interior de la dovela; el tesado se realiza desfasado dos dovelas respecto del montaje, lo que permite independizar ambas operaciones mejorando el rendimiento de construcción.

Para el montaje, el tablero se coloca sobre cuatro equipos de gatos que permiten la recolocación del tablero completo; al final del montaje de las dovelas se orienta en planta, alzado y peralte, dejándolo en su posición definitiva antes del hormigonado de la dovela de cierre que une cada tramo al anterior. A continuación se realiza el tesado del pretensado de continuidad con la T anterior situado en la losa inferior y la sustitución de los gatos de montaje por los apoyos definitivos.

Una vez completado el montaje de dovelas de una T se hormigona la riostra sobre pila.

El rendimiento de montaje del núcleo de dovelas del tablero es de una T cada 20 días.

Una vez terminado el montaje de las dovelas se procede a la ejecución de los voladizos laterales. Para el hormigona-

do de los voladizos se utiliza un carro de alas, que lleva el encofrado de la losa de los voladizos y sirve de apoyo provisional a los puntales. En cada fase se ejecuta la longitud correspondiente a cuatro dovelas, unos 8,6 metros.

El carro está formado por una celosía metálica que se desplaza sobre el tablero. La celosía está diseñada para permitir el paso del carro elefante para la alimentación de dovelas a la cimbra, por lo que el hormigonado de voladizos puede simultanearse con la colocación de dovelas (Fig. 18). Ambas operaciones están desfasadas tres vanos, para evitar interferencias en las flechas.

El rendimiento es de cinco puestas de carro a la semana, lo que supone un total de 43 metros de calzada semanales.

Una vez montadas las dovelas de los vanos en arco se ejecutaron las diagonales, conectando las barras pretensadas a las placas de anclaje alojadas en la dovela mediante manguitos y hormigonando los puntales con hormigón auto-compactante.

Las riostras de las pilas de las que arrancan los arcos se hormigonaron dejando en su cara superior un dentado para mejorar el comportamiento a rasante de la junta con el arranque; a continuación se picó la losa superior de la dovela y se hormigonó el macizo de arranque del arco directamente contra la riostra.

sioning lagged two segments behind assembly, separating the two operations for greater construction efficiency.

During assembly, the deck was placed on four sets of jacks to reposition the entire member; after all the segments were in place, its plan, elevation and bank superelevation orientation were adjusted, setting it into its final position before concreting the end segment that joins each new section to its predecessor. The continuity prestressing steel located in the lower slab was then tensioned against the preceding T and the assembly jacks were substituted for the permanent supports and the permanent supports were substituted for the assembly jacks.

Once the segments in a T were assembled, the diaphragm was concreted in the segment over the pier.

The deck core segment assembly rate was one T every 20 days.

After the segments were assembled, construction was begun on the cantilever wing slabs. The wing slabs were concreted with a travelling formwork for the slabs and that also served as provisional support for the braces. A length equal to four segments, around 8.6 metres, was completed in each phase (Fig. 18).

The formwork suspended hung from a steel lattice that moves travelled along the deck. Since the straddle carrier that fed segments to the gantry fit under this structure was designed to a clearance over the deck that would allow for the travel of the straddle carrier that fed segments to the gantry, work on the cantilever wing slabs could be performed at the same time as segment assembly. Cantilever wing slab casting lagged three spans behind segment assembly, to avoid deflection conflicts.

The production rate was five phases, or a total of 43 metres of carriageway per week.

Once the segments were assembled on the arch spans, the diagonals were erected, using couplers to connect the prestressed bars to the anchor plates housed in the segments and casting these elements with self-consolidating concrete.



Figura 18. Hormigonado de voladizos.
Figure 18. Cantilever casting.



Figura 19. Montaje de arcos.
Figure 19. Arch assembly.

The pier diaphragm from which the arches spring, were concreted with a toothed upper side to improve shear performance at the joint between these elements and the springers; an opening was cut in the upper slab on the segment and the arch springer block was cast directly against the diaphragm.

7.4. Arch

El montaje del arco metálico se ha realizado desde el propio tablero una vez completado el tablero. Cada arco se ha dividido en once elementos de 600 kN, 18 m de longitud a lo sumo, que se colocaban sobre apoyos provisionales mediante grúas automóbiles.

Consequently, the deck in the main spans had to be engineered to resist the reactions of the crane stabilizers during hoisting operations, which came up to 0 kN.

The elements were assembled on temporary props, starting at the springing line and ending at the crown. Once in position, each was welded to the preceding length of arch

The first element, which is anchored to the springer with 84 prestressed, 40-mm ϕ B835 steel bars, was placed on provisional props prior to building the permanent support, which consisted in

10 cm of self-consolidating in situ concrete placed between the concrete springer block and the steel arch to ensure load transmission between these two elements.

Due to the arch slant, substantial transverse movements were generated when it was loaded. During steel arch de-propping and concreting, the crown moved transversally 4 and 17 cm toward the inner side of the curve. After the hangers were stressed and the dead weight loaded, it moved 28 and 6 cm in the opposite direction.

To ensure that once in service the arch would conform to its theoretical geometry, it was manufactured and erected with a 20-cm transverse camber to offset the initial construction and part of the deferred movements.

The arches were concreted after the steel member was de-propped, pouring the concrete symmetrically into each of the sides, beginning at the springing lines. The concrete was placed through openings spaced at four-metre intervals in the extrados.

Each arch was concreted separately with non-shrink self-consolidating H-45 concrete. To ensure that the concrete completely filled the arch, all the elements were designed to avoid the existence of areas inaccessible to the concrete and the formation of air pockets.

7.4. Arco

El montaje del arco metálico se ha realizado desde el propio tablero una vez completado el tablero. Cada arco se ha dividido en once elementos de 600 kN de peso y unos 18 m de longitud máxima que se colocaban sobre apoyos provisionales mediante grúas automóbiles.

Durante la maniobra de izado de los elementos, las reacciones en los estabilizadores de las grúas alcanzaban 700 kN, lo que ha obligado a dimensionar el tablero de los vanos principales para estas cargas.

El montaje de los elementos se ha realizado desde los arranques a la clave apoyándolos sobre apeos y soldando cada elemento al anterior una vez colocado en su posición definitiva (Fig. 19).

El primer elemento que va anclado al arranque de hormigón mediante 84 barras pretensadas $\phi 40$ de acero B835, se colocó sobre apeos provisionales, materializándose el apoyo definitivo mediante el vertido de 10 cm de hormigón autocompactante entre el arranque de hormigón y el arco metálico para asegurar la transmisión de esfuerzos entre ambos elementos.

Debido a la inclinación del arco, al entrar en carga se producen movimientos transversales importantes. En las fases de desapeo del arco metálico y de hormigonado, los movimientos transversales tienen un valor en clave de 4 y 17 cm hacia el interior de la curva. Al tesar las péndolas e introducir la carga muerta se producen movimientos de 28 y 6 cm en sentido contrario.

Para conseguir que el arco tuviera en servicio la geometría teórica, se fabricó y montó con la contraflecha transversal de 20 cm para contrarrestar los movimientos iniciales de construcción y parte de los diferidos.

El hormigonado de los arcos se realizó después de desapear el elemento metálico, vertiendo el hormigón de forma simétrica en cada una de las ramas, comenzando por los arranques, a través de unos orificios que se dejaron en la parte superior del arco cada cuatro metros. El hormigonado de cada arco se hizo independientemente.

El hormigonado se realizó con hormigón H-45 autocompactante sin retrac-

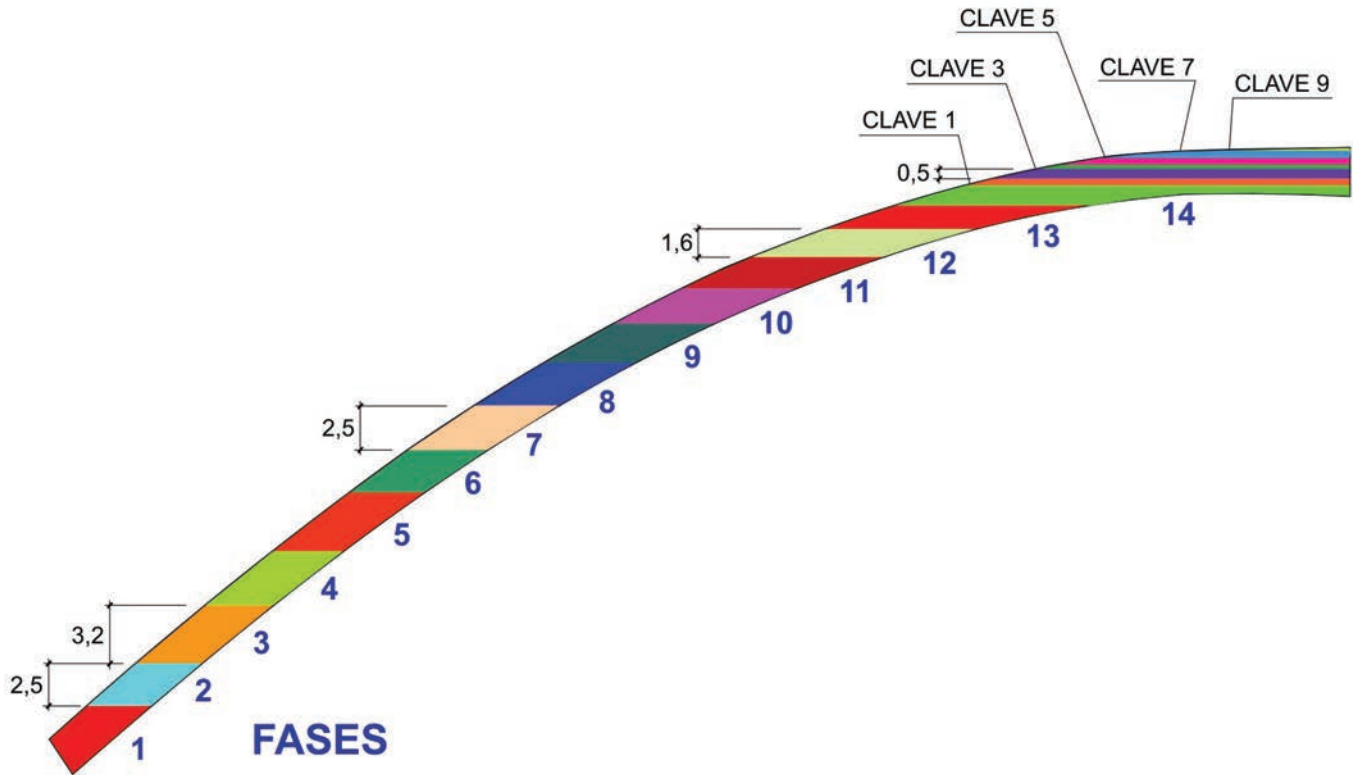


Figura 20. Fases de hormigonado de los arcos.
Figure 20. Arch concreting phases.

ción. Para asegurar que el hormigón rellenaba completamente el interior del arco se diseñaron todos los elementos interiores del mismo para evitar que quedara ninguna zona a la que no pudiera acceder el hormigón o quedara retenido aire.

Como se ha comentado anteriormente, para evitar la formación de juntas frías el hormigonado se realizó sin interrupción. Para controlar que la presión máxima no superara los 100 kN/m^2 de diseño, se realizó un plan de hormigonado en el que se controlaba la altura y los tiempos de llenado, así como la temperatura del hormigón.

Cada arco se hormigonó en 36 fases, 14 fases a cada uno de los lados del eje del arco, y 9 correspondientes a la clave, según el esquema indicado en la Figura 20.

Los tramos de base se ejecutaron con una sola bomba que hormigonaba alternativamente las dos ramas del arco; los tramos intermedios y de clave se hormigonaron con dos bombas trabajando simétricamente respecto al eje del arco. En las fases 5 a 8 de ambos lados las bombas trabajaban con intervalos de parada y el resto a pleno rendimiento.

El hormigonado del primer arco empezó con una temperatura de unos $10 \text{ }^\circ\text{C}$,

con viento, por lo que el inicio del fraguado fue bastante lento, lo que obligó a ralentizar el hormigonado de la segunda fase, hasta que el hormigón de la primera alcanzó los $20 \text{ }^\circ\text{C}$ que se recomendaban para continuar con la fase siguiente. Una vez sobrepasado este punto, la temperatura subió con un importante gradiente hasta superar los $70 \text{ }^\circ\text{C}$ lo que permitió acelerar el proceso. La duración del hormigonado fue de 40 horas.

En el segundo arco la temperatura ambiente era de $20 \text{ }^\circ\text{C}$, por lo que el comienzo del fraguado y por lo tanto el hormigonado fue más rápido, completándose en 34 horas.

En la Figura 21 se puede observar la progresión de las temperaturas en las bases del arco 2 y en la clave.

7.5. Péndolas

Una vez que el hormigón alcanzó la resistencia de 40 N/mm^2 se tesaron las péndolas desde su extremo inferior, tesando simultáneamente cada pareja de péndolas mediante dos gatos colocados en el interior del tablero. El proceso de tesado se realizó en una única pasada de acuerdo con un procedimiento de tesado que tenía en cuenta la evolución de las

As noted above, the concrete was cast continually to prevent cold joints from forming. A concreting schedule was established in which the filling heights and times, as well as the concrete temperature, were controlled to avoid exceeding the design pressure, 100 kN/m^2 .

Arch concreting consisted in 36 phases, 14 on each side and 9 at the crown, as shown in the diagram in Figure 20.

Concrete was placed in the base sections with a single pump working alternately on the two sides of the arch; the intermediate and crown sections were concreted with two pumps that operated symmetrically around the centreline of the arch. From phases 5 to 8 on each side, the pumps worked with stop intervals and at full throttle in the rest of the arch.

Since concrete placement in the first arch began at a temperature of around $10 \text{ }^\circ\text{C}$ on a windy day, initial setting was fairly slow. As a result, the second phase had to be delayed until the concrete in the first phase reached the recommended $20 \text{ }^\circ\text{C}$ to continue pouring. Once this first threshold was reached, the temperature rose sharply to over $70 \text{ }^\circ\text{C}$, hastening the process, which lasted a total of 40 hours.



Figura 21. Evolución de las temperaturas del hormigón en arco 2.
Figure 21. Variation in concrete temperature in arch 2.

With an ambient temperature of 20 °C at the outset, the initial setting time was earlier and placement faster in the second arch, which was completed in 34 hours.

Figure 21 shows temperature progression at the bases and crown in arch 2.

7.5. Hangers

When the concrete reached a strength of 40 N/mm², the hangers were tensioned from the lower end, by pairs, using two jacks positioned inside the deck. Tensioning was performed in a single operation in keeping with a procedure which involved monitoring the variation in force on each hanger while all the others were being stressed, as well as the relative temperature of arches, deck and hangers, for differences in temperature among these elements would have prompted significant variations in the forces acting on the hangers.

Thermometers were placed on the arch (steel and concrete components both, the deck and one of the hangers) to monitor the process. In addition, strain gauges were positioned on the sprues in the upper anchors to measure the force on the hangers.

The relationship between the force acting on the hanger and the strain gauge reading was obtained by correlating the jack force to the gauge readings during hanger stressing.

These readings were recorded in a

computer for real-time processing of hanger temperature and forces.

Because the arch section was so large, the concrete reached 70°C during setting and took over 10 days to cool. Setting was faster at the crown, where the fresh concrete was poured onto heated concrete, than at the springing line; in other words, the concrete temperature in the arch was not constant.

When the construction schedule was moved forward, the hangers had to be tensioned one week after arch concreting, before the setting heat had dissipated. As the unevenly heated arch cooled, the force on the hangers varied, necessitating subsequent re-tensioning of all the hangers to adjust them to the design forces.

7.6. Removal of provisional piers

After the hangers had been stressed, the neoprene supports under the provisional piers were removed with jacks and the six remaining tendons in the prestressed tension member that receives the horizontal reaction from the arches were stressed. The provisional piers were then hung from the deck with heavy-lifting jacks and the lower sections blowtorched for removal (Fig. 22).

Lastly, the final phase of deck prestressing was performed in the arch area to adjust it to the forces acting on the suspended deck. This phase, in which the bridge acquired its final con-

figuration during the process of setting of the others, as well as the relative temperature of the arches, table and hangers, because the difference in temperature between them causes significant variations in the forces of the hangers.

To control the process they were placed thermometers in the arch, both in the steel as in the concrete, placing them also in the table and in a hanger. Additionally they were instrumented all the hangers by means of extensometric bands placed in the mazzarotas of the upper anchorage to measure the force in the hangers.

The relationship between the force in the hanger and the reading of the extensometer was obtained by correlating the force in the gauge and the reading of the extensometer during the setting of each hanger.

The data of the instrumentation was recorded in a computer that processed them in real time to give the temperatures and forces in the hangers.

Due to the important section of the arches, the temperature of the concrete in the curing reached to reach 65 °C taking more than 10 days to dissipate. At the time of the pouring of the concrete of the key above other that was found hot, the curing process was faster in the key than in the starts, so that the temperature of the concrete was not constant along the arch.

Due to an acceleration of the plan of work, the setting of the hangers was carried out a week after the concreting of each arch, before that it had been di-



Figura 22. Retirada de pilas provisionales.
Figure 22. Removal of provisional piers.

sipado la temperatura de fraguado. Al enfriarse el arco, que no estaba a temperatura uniforme, se produjo una variación de las fuerzas de las péndolas que obligó a realizar un retesado posterior de todas las péndolas para que quedaran con las fuerzas teóricas de proyecto.

7.6. Retirada de las pilas provisionales

Una vez completado el tesado de las péndolas se retiraron mediante gatos los neoprenos de las pilas provisionales y se tesaron los 6 tendones restantes del tirante pretensado que recoge la reacción horizontal de los arcos. Las pilas provisionales se retiraron colgándolas del tablero mediante gatos de “heavy lifting” y cortando mediante soplete y retirando las secciones inferiores (Fig. 22).

Por último se realizó la última fase de pretensado del tablero en la zona de los arcos para adecuarlo a los esfuerzos que aparecen en el tablero suspendido. Esta fase consistió en el destesado de varios tendones del pretensado superior situado sobre las pilas provisionales y el tesado de 6 tendones de pretensado inferior en los vanos en arco, quedando el puente en su situación definitiva.



Figura 23. Vista aérea del viaducto acabado.
Figure 23. Aerial view of the finished viaduct.

8. CONCLUSIONES

La construcción de puentes singulares se resuelve habitualmente mediante sistemas constructivos con rendimientos bajos y que requieren medios auxiliares específicos, lo que origina costes y plazos elevados. La industrialización de su construcción, con el objeto de reducir costes y plazos, es un reto siempre pendiente, que para poder llevarse a la práctica requiere el trabajo conjunto del proyectista y el constructor.

La construcción del tablero del viaducto de Navia se ha realizado mediante dovelas prefabricadas. La tipología de las dovelas y el proceso de montaje son los mismos para los viaductos de acceso que para los vanos principales, lo que ha permitido una importante simplificación tanto de los equipos como de los procesos de fabricación y montaje con la consiguiente reducción de costes y plazos de ejecución.

El sistema de dovelas utilizado había sido desarrollado y puesto a punto por FCC Construcción para viaductos de luces en torno a los 75 m de luz y ha sido adaptado con pequeñas modificaciones por la propia empresa para la construcción de luces de 160 m.

El proyecto, fabricación y montaje han sido realizados íntegramente por la empresa constructora con equipos propios, lo que ha permitido la coordinación de todos los equipos que han intervenido en el proceso, y ha tenido como resultado una construcción rápida y eficiente sin incidentes dignos de mención.

figuration, consisted in loosening several of the upper prestressed tendons located over the provisional piers and tensioning the six lower prestressed tendons in the arch spans.

8. CONCLUSIONS

Singular bridges are generally built using low performance construction systems that call for specific ancillary resources, generating high costs and long turnarounds. Industrializing the erection of such structures to reduce costs and construction times is always a challenge that can only be successfully met if designers and contractors work in close collaboration.

The deck on the Navia Viaduct was built using the segmental construction method. Segment typology and assembly were the same in the approaches as in the main spans, considerably simplifying equipment needs as well as manufacture and assembly, with the concomitant reduction of costs and construction times.

The system, originally developed and perfected by FCC Construcción for viaducts with spans of around 75 m, was adapted here to build 160-m spans.

Design, manufacture and assembly were performed entirely in-house, facilitating the coordination of all the teams involved. The result was speedy and efficient construction with no incidents of any relevance.



Figura 24. Viaducto terminado.
Figure 24. Finished viaduct.

To reduce the transverse forces on the arches generated by the deck curvature, at a radius of 1540 metres, the 160-metre spans had to be slanted by 4° from the vertical.

Work was begun on the foundations in November 2003 and manufacture of the deck segments was undertaken in August 2004. Deck construction was completed in December 2005: in other words, this 905-m, two carriageway deck was built in 17 months. The viaduct was opened to traffic on 2 July 2006.

REFERENCES

[1] Fernández Troyano L.; Manterola Armisén J. *Viaductos de Piedrafita y otros puentes construidos por voladizos mediante dovelas prefabricadas desde 1962. I Congreso de la ACHE, Sevilla Noviembre 1999. Vol. II pp 765-773.*

[2] Álvarez Poyatos JL.; González Esteban JI. *Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas I Congreso de la ACHE, Sevilla Noviembre 1999. Vol. III pp 1141-1149.*

[3] Álvarez Poyatos JL.; González Esteban JI. *Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas por avance en voladizo. I Congreso nacional de prefabricación de la ACHE, Madrid Mayo 2002. pp 279-287.*

[4] Álvarez Poyatos JL.; González Esteban JI. *Construcción de viaductos con dovelas pretensadas prefabricadas en la Autovía del Noroeste. Revista Cemento y hormigón num. 8, Enero 2002. pp 7-9.*

[5] González Esteban JI.; Jiménez Aguilar R. *Viaducto sobre el río Sella. II Congreso de puentes y estructuras de edificación de la ACHE, Madrid Noviembre 2002. Vol. III pp1501-1508.*

[6] Fernández Troyano L.; Iglesias Pérez C.; González Esteban JI. *Study of long term behaviour of Espiñeiro, Ferreiras, Acebo and Sella viaducts. Congreso de la F.I.B., Osaka, Japón, 2002. Publicado en Hormigón y acero num. 300 pp 9-113.*

[7] González Esteban JI. *Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas. Ponencia presentada en las jornadas: La vida de los puentes, San Sebastián 2 de Mayo 2003. pp 9-45.*

[8] González Esteban JI. y Jiménez Aguilar R. *Viaducto sobre el río España. III Congreso de puentes y estructuras de edificación de la ACHE, Zaragoza Noviembre 2005. Vol III pp 3-10.*

[9] Assaad J. y Khayat K.H. *Variation of formwork pressure with Thixotropy of Self-Consolidating Concrete. ACI Ma-*

Debido a la configuración en curva del tablero, con un radio de 1540 metros, los arcos de los vanos de 160 metros de luz se han inclinado 4° respecto del plano vertical para reducir los esfuerzos transversales en los arcos.

La construcción de las cimentaciones comenzó en noviembre de 2003 y la fabricación de las dovelas del tablero en agosto de 2004, completándose la construcción del tablero en diciembre de 2005, lo que supuso la construcción de los 905 m de tablero para doble calzada en 17 meses; el viaducto fue inaugurado el 2 de julio de 2006.

BIBLIOGRAFIA

[1] Fernández Troyano L.; Manterola Armisén J. *Viaductos de Piedrafita y otros puentes construidos por voladizos mediante dovelas prefabricadas desde 1962. I Congreso de la ACHE, Sevilla Noviembre 1999. Vol. II, pp. 765-773.*

[2] Álvarez Poyatos JL.; González Esteban JI. *Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas I Congreso de la ACHE, Sevilla Noviembre 1999. Vol. III. pp. 1141-1149.*

[3] Álvarez Poyatos JL.; González Esteban JI. *Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas por avance en voladizo. I Congreso nacional de prefabricación de la ACHE, Madrid Mayo 2002. pp. 279-287.*

[4] Álvarez Poyatos JL.; González Esteban JI. *Construcción de viaductos con dovelas pretensadas prefabricadas en la Autovía del Noroeste. Revista Cemento y hormigón núm. 832, Enero 2002, pp. 72-92.*

[5] González Esteban JI.; Jiménez Aguilar R. *Viaducto sobre el río Sella. II Congreso de puentes y estructuras de edificación de la ACHE, Madrid Noviembre 2002. Vol. III pp.1501-1508.*

[6] Fernández Troyano L.; Iglesias Pérez C.; González Esteban JI. *Study of long term behaviour of Espiñeiro, Ferreiras, Acebo and Sella viaducts. Congreso de la F.I.B., Osaka, Japón, 2002. Publicado en Hormigón y acero num. 230, 2003. pp. 97-113.*

[7] González Esteban JI. *Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas. Ponencia presentada en las jornadas: La vida de los puentes, San Sebastián 27 de Mayo 2005. pp. 393-415.*

[8] González Esteban JI. y Jiménez Aguilar R. *Viaducto sobre el río España*. III Congreso de puentes y estructuras de edificación de la ACHE, Zaragoza Noviembre 2005. Vol III, pp. 2753-2762.

[9] Assaad J. y Khayat K.H. *Variation of formwork pressure with Thixotropy of Self-Consolidating Concrete*. ACI Ma-

terials Journal, July-August 2005, pp. 215-223.

[10] Navarro Vaquerizo J.M. y Puerta Gutiérrez F. *El viaducto de Navia. Una experiencia en Hormigón Autocompactante*. Comunicaciones del 1^{er} Congreso Español sobre Hormigón Autocompactante. Valencia, febrero 2008, pp. 703-715.

terials Journal, July-August 2005, pp. 215-223

[10] Navarro Vaquerizo J.M. y Puerta Gutiérrez F. *El viaducto de Navia. Una experiencia en Hormigón Autocompactante*. Comunicaciones del 1^{er} Congreso Español sobre Hormigón Autocompactante. Valencia, febrero 2008, pp. 703-715.

FICHA TÉCNICA / DATA SHEET

■ NOMBRE DE LA OBRA / NAME OF THE WORKS	Variante de Navia
■ PROPIEDAD / OWNER	Ministerio de Fomento (Demarcación de Carreteras de Asturias) (Asturias Road Authority)
■ DIRECCIÓN DE OBRA / SITE MANAGER	César Fernández Nespral, ICCP
■ EMPRESA CONSTRUCTORA / CONSTRUCTION COMPANY	FCC Construcción S.A.
■ JEFES DE OBRA / SITE MANAGERS	Antonio Vivero del Hierro, ICCP Guillermo Castanedo, ICCP Angel Rigaud, ICCP
■ AUTORES DEL PROYECTO / DESIGNERS	Servicio de estructuras FCC Construcción SA José Ignacio González Esteban, Dr. ICCP Rafael Jiménez Aguilar, ICCP Cristina Martínez Núñez, ICCP David Arribas Mazarracín, ICCP M ^a Luisa Castro Sayas, ICCP
■ ASISTENCIA TÉCNICA DE LA DIRECCIÓN DE OBRA SITE MANAGEMENT TECHNICAL ASSISTANCE	U.T.E. IBIDENA (IBERINSA - IDEAM S.A.)
■ ESTRUCTURA METÁLICA / STEEL STRUCTURE	AUGESCÓN S.A.
■ PÉNDOLAS Y PRETENSADO / HANGERS AND PRESTRESSING	BBR. PTE S.A.

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA OBRA

Longitud / Length	907 m
Ancho del tablero / Deck width	23,1 / 27,0 m
Luz máxima / Maximum span	2 x 160 m
Flecha de los arcos / Arch rise	35,43 m
Luz tipo de los viaductos de acceso / Typical span in approaches	75 m
Canto del tablero / Deck depth	3,70 m
Pilotes / Piles	2.013 m
Hormigón en infraestructura / Concrete in infrastructure	13.358 m ³
Hormigón en tablero / Concrete in deck	16.821 m ³
Acero estructural / Structural steel	1.685.170 kg
Acero de armar / Reinforcing steel	4.621.674 kg
Acero de pretensar interior / Interior prestressing steel	663.654 kg
Acero de pretensar exterior / Exterior prestressing steel	176.534 kg
Acero en péndolas / Steel in hangers	45.648 kg

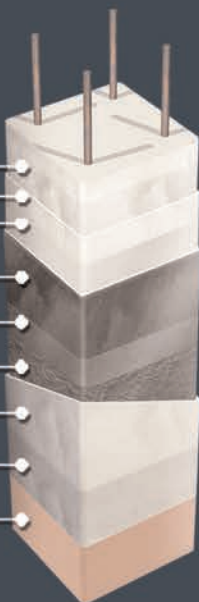
Sistema FRP



marketing@ibermapei.es
www.mapei.es



- MAPEWRAP PRIMER 1
- MAPEWRAP 11
- MAPEWRAP 31
- MAPEWRAP C UNI-AX
- MAPEWRAP 31
- ARENA
- MONOFINISH
- ELASTOCOLOR PRIMER
- ELASTOCOLOR PITTURA



Un sistema innovador, constituido por una gama completa de materiales compuestos a base de fibras de alta y altísima resistencia mecánica y resinas poliméricas, expresamente formuladas para el refuerzo y la adecuación estática de las estructuras portantes de hormigón armado y mampostería.

Sistema FRP (Fiber Reinforced Polymer), está particularmente indicado para: el refuerzo de elementos curvos; el fajado exterior de elementos sujetos a compresión; la restauración de estructuras localmente dañadas; el refuerzo y la adecuación sísmica de arcos y bóvedas de albanilería.



MAPEI

IBERMAPEI S.A.
Tel.: 93.343.50.50
Fax: 93.302.42.29

E - 13

Estructuras

y

Edificación

Construcción de Edificios Altos



Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos



Asociación Científico-Médica del Hormigón Estructural

CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS ALTOS

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

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

Precios:

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



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
Tel. 91 308 19 88. Ext. 272/298 www.ciccep.es



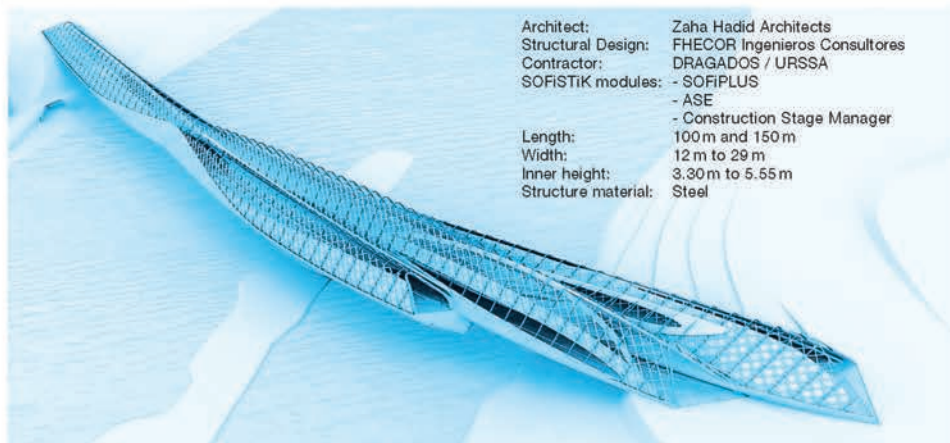
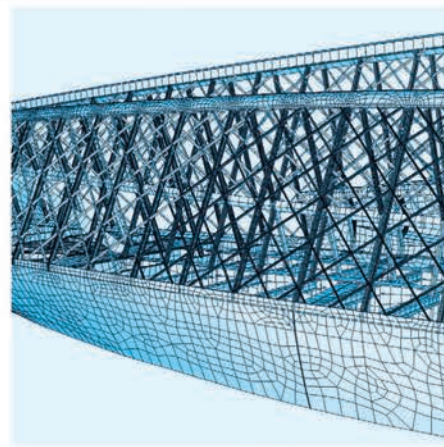
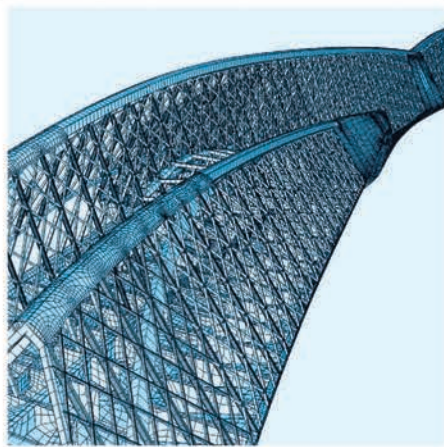
SECRETARÍA DE ACHE
Tel. 91 336 66 98
www.e-ache.com



SOFISTIK

FINITE ELEMENT SOFTWARE

Zaragoza bridge pavilion / EXPO 2008



The Zaragoza bridge pavilion/EXPO 2008 is a structure leading over the river Ebro which serves as one of the entrances to the EXPO and on the same token as exposition space of approximately 7 000 m².

www.sofistik.com

CALTER
ingeniería



HORMIGÓN y acero

últimos números publicados



Base de datos de artículos
publicados en números
anteriores disponible en:

<http://www.e-ache.com>

Diseño del refuerzo a cortante de estructuras de hormigón a base de materiales compuestos aplicando redes neuronales artificiales

Shear strengthening design with FRP for concrete structures using artificial neural networks

Ricardo Perera Velamazán⁽¹⁾, Miguel Barchín Pérez⁽²⁾

Ángel Arteaga Iriarte⁽³⁾, Ana de Diego Villalón⁽⁴⁾

Recibido / Received: 20/09/2007

Aceptado / Accepted: 31/01/2008

RESUMEN

En los últimos años el aumento de la capacidad de carga de estructuras de hormigón existentes mediante el refuerzo con laminados de material compuesto se está planteando cada vez más como alternativa a los materiales y técnicas tradicionales a causa de sus ventajosas propiedades. Como consecuencia de este creciente interés se están desarrollando en diferentes países y continentes guías y recomendaciones de diseño que faciliten la aplicación de esta técnica. Sin embargo, la mayor parte de la investigación en este área se dedica al refuerzo a flexión mientras que pocos estudios se han concentrado en el refuerzo a cortante. La razón fundamental se debe a que el fallo a cortante de cualquier viga de hormigón es un mecanismo complicado y, además, el fenómeno se complica más cuando a la viga se le añade un refuerzo a cortante. A causa de ello, los métodos de diseño práctico propuestos hasta la fecha difieren bastante en la evaluación de la contribución del refuerzo externo a cortante. La mayor parte de las expresiones propuestas se han desarrollado mediante un análisis de regresión de datos experimentales sobre configuraciones determinadas que hace muy difícil capturar la interrelación real entre los diferentes parámetros implicados. Para evitar estos inconvenientes se ha desarrollado una red neuronal artificial capaz de predecir la resistencia a cortante de vigas reforzadas con este método a partir de experimentos anteriores. Asimismo, a partir de la red se han llevado a cabo algunos estudios a fin de comprender mejor la influencia real de algunos parámetros de la viga y del refuerzo sobre la resistencia a cortante con el propósito de lograr diseños más seguros de este tipo de refuerzo.

Palabras clave: Refuerzo a cortante, FRP, redes neuronales, diseño, hormigón.

SUMMARY

In the last years composite materials are emerging as an alternative technique to traditional materials and techniques to increase the load-carrying capacity of existing concrete structures due to their advantageous properties. Because of this increasing interest, different guidelines about the strengthening of concrete structures with FRP systems are emanating in different countries and continents. However, most research in this area has been undertaken to study flexural behaviour and little study

⁽¹⁾ Dr. Ingeniero de Minas, ETSI Industriales. Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales. Universidad Politécnica de Madrid.

⁽²⁾ Ingeniero Industrial, ETSI Industriales. Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales. Universidad Politécnica de Madrid.

⁽³⁾ Dr. Ingeniero de Caminos. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. CSIC.

⁽⁴⁾ Ingeniero de Caminos. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. CSIC.

has been focused on shear strengthening. This is mainly due to that shear failure is a complex mechanism even for simple RC elements and, furthermore, the mechanism becomes more complex when external shear reinforcement is added. Because of it, the proposed practical design methods change enough when evaluating the contribution of the external shear reinforcement. Most of proposed expressions are based on a regression analysis from experimental data corresponding to specific configurations which makes very difficult to capture the real interrelation among the involved parameters. To avoid this, an artificial neural network has been developed to predict the shear strength of concrete beams reinforced with this method from previous tests. Furthermore, a parametric study has been carried out to determine the influence of some beam and external reinforcement parameters on the shear strength with the purpose of reaching more reliable designs.

Keywords: shear strengthening, FRP, neural networks, design, concrete.

1. INTRODUCCIÓN

Existe una necesidad creciente de reparar parte de la infraestructura de transporte del mundo occidental. Entre otras, las causas que han provocado esta situación son el deterioro gradual o repentino, provocado por un accidente, de la estructura, la necesidad de tener que adaptar la misma para soportar cargas cada vez más elevadas o cumplir con nuevos requisitos normativos o, incluso, el hecho de que la estructura tenga que ser reforzada antes de su puesta en funcionamiento a causa de errores cometidos durante la fase de proyecto. Un método de refuerzo empleado bastante en las tres últimas décadas se basa en la adherencia de placas de acero a la estructura mediante un adhesivo epoxi. Este método, aunque efectivo y económico, tiene una serie de inconvenientes como los derivados de la posibilidad de corrosión, la dificultad de moldear las placas para perfiles complejos y, sobre todo, el peso, que hace difícil su transporte, manipulación y ejecución y, además, restringe la longitud máxima de las placas. Para superar parte de estos inconvenientes, se vienen empleando cada vez más en los últimos años para el refuerzo de estructuras de hormigón armado laminadas de material compuesto [1]. Estos laminados consisten en una matriz polimérica armada con fibras orientadas principalmente en dirección longitudinal; por ello, se conocen también como polímeros armados con fibras o, en la abreviatura inglesa ampliamente aceptada en todo el mundo, FRP (*fiber-reinforced polymers*). Aunque las fibras pueden ser de aramida (AFRP) o vidrio (GFRP), normalmente en aplicaciones constructivas se utiliza más la fibra de carbono (CFRP). Las principales ventajas de este tipo de sistemas de reparación en comparación con otros tradicionales son su durabilidad, su alta relación resistencia/peso, su bajo coste de mantenimiento y, además, su facilidad de aplicación lo que favorece su ejecución sin ocasionar demasiados trastornos e inconvenientes en el desarrollo de la vida diaria. Sin embargo, por el contrario, su elevado precio retrae un poco su utilización aunque a medida que su uso se vaya generalizando es de esperar una disminución progresiva de los costes.

Una muestra del creciente interés mostrado por este sistema de reparación viene dada por las recomendaciones de proyecto y construcción que se están publicando en los últimos años en países y continentes diferentes; estas recomendaciones intentan proporcionar una guía adecuada para su dimensionamiento y aplicación. Así, por ejemplo, la Federación Internacional de Hormigón (fib-Fédération Internationale du Béton) presentó en Julio de 2001 un documento [2] con recomendaciones detalladas para el proyecto, ejecución y control de calidad de este sistema de reparación en congruencia con

el Eurocódigo 2 [3]. Dentro de la Comunidad Europea, la Sociedad del Hormigón del Reino Unido presentó a finales del año 2000 un documento [4] del mismo estilo que el anterior y, recientemente, el Consejo Nacional de Investigación italiano ha presentado un documento con los mismos objetivos [5]. Ya en otro continente, tanto Estados Unidos [6] como Canadá [7] han elaborado también guías de este tipo. En cualquier caso, cualquiera de estos documentos no deja de ser una propuesta de normativa futura ya que el tema en cuestión está actualmente en pleno desarrollo y, por tanto, están abiertas todavía muchas cuestiones.

En cualquiera de los documentos mencionados anteriormente se abordan, desde el punto de vista del proyecto, las tres posibles soluciones de refuerzo: Refuerzo a flexión, refuerzo a cortante y confinamiento. De todas ellas la que sin duda se ha desarrollado menos, por su complejidad a pesar de su importancia, es el refuerzo a cortante. El carácter frágil del fallo a cortante influye en todo esto y hace que permanezcan todavía muchos puntos oscuros a resolver para este tipo de refuerzo. Una muestra de ello reside en el hecho de que no existen reglas de proyecto uniforme para este tipo de reparaciones o se tratan de forma muy somera en las recomendaciones de diseño editadas hasta la fecha. La razón fundamental se debe a que el fallo a cortante de cualquier viga de hormigón es un mecanismo complicado. De hecho en la última versión del Eurocódigo 2 (ENV 1992-1-1) [3] se añadieron algunas modificaciones relacionadas con el diseño a cortante de vigas de hormigón armado sin cercos. Como parece lógico, el fenómeno se complica más cuando a la viga se le añade un refuerzo externo a cortante. Por tanto, para comprender el comportamiento de este tipo de refuerzo se requieren todavía muchos estudios numéricos y experimentales que se sumen a aquéllos todavía limitados que se han realizado hasta la fecha [8-16]. Sólo de esa forma se podrá conseguir que este tipo de reparación goce de la aceptación que ya tienen los otros tipos de refuerzo.

Los métodos de diseño práctico propuestos hasta la fecha calculan la resistencia a cortante de una viga reforzada añadiendo a la contribución del hormigón y los cercos de acero la del refuerzo de FRP. La contribución del hormigón y de los cercos se calcula según las normativas existentes con lo que la principal diferencia entre los modelos disponibles radica en la evaluación de la contribución del FRP. Algunas expresiones propuestas son empíricas [10,13] mientras que otras son más de carácter teórico [8, 15-18] tratando de adaptar al refuerzo de cortante los modelos de biela y tirante utilizados para el hormigón. En cualquier caso, la mayor parte de estas expresiones se han desarrollado mediante un análisis de regresión

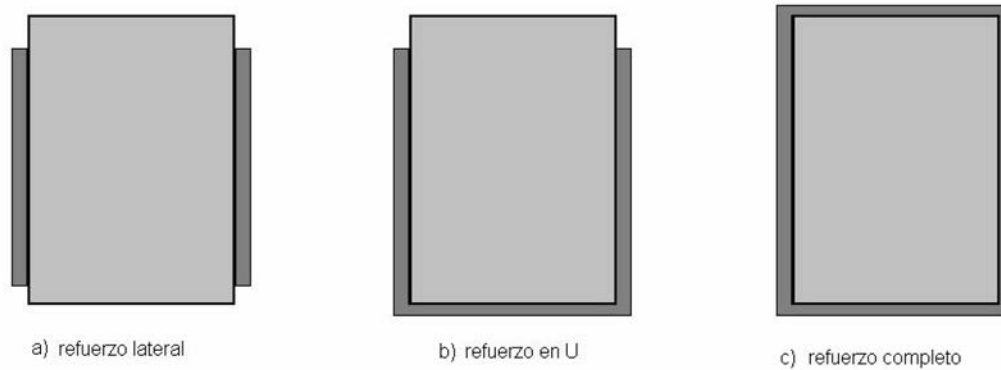


Figura 1. Configuraciones para el refuerzo a cortante.

de datos experimentales. Para ello, se han supuesto expresiones con una configuración determinada y dependientes de una serie de parámetros desconocidos que se han de determinar. El principal inconveniente asociado a este método de trabajo radica en la dificultad de determinar la configuración y el número de coeficientes que mejor describirían el proceso físico. En este sentido, se podrían derivar expresiones más o menos complejas dependiendo de las hipótesis y detalles de los ensayos experimentales empleados para su desarrollo. Además, a causa de las restricciones características aportadas por expresiones con una configuración determinada, sería muy difícil que los modelos propuestos fuesen capaces de capturar la interrelación real entre los diferentes parámetros implicados. Se hace necesario, pues, el uso de algún método capaz de determinar de forma segura la resistencia a cortante de una viga reforzada con FRP obviando todas las dificultades planteadas.

1.1. Objetivos

El uso de redes neuronales artificiales (RNA) evitaría muchos de los inconvenientes comentados anteriormente. Mediante esta herramienta se pretende simular la arquitectura y la forma de operar del cerebro humano y permite, por tanto, un procesamiento no lineal de la información y la interrelación entre múltiples variables. Su uso se ha extendido rápidamente en los últimos años a disciplinas tan diferentes como la medicina, psicología e ingeniería, entre otras; asimismo, se ha aplicado a áreas relacionadas específicamente con la ingeniería civil como son el cálculo y diseño [19, 20], la evaluación del deterioro estructural [21] y la modelización del comportamiento estructural [22].

El objetivo principal de este trabajo es estudiar la factibilidad de usar redes neuronales como herramienta de predicción de la resistencia a cortante de vigas de hormigón armado reforzadas a cortante con FRP. Para ello, se ha desarrollado un modelo de redes neuronales a partir de una base de datos constituida por resultados de diversos ensayos experimentales sobre vigas con este tipo de refuerzo. Los resultados obtenidos con la red se han comparado con aquéllos proporcionados por las expresiones propuestas en algunas de las recomendaciones de diseño editadas hasta la fecha a fin de contribuir a la investigación, actualmente en pleno desarrollo, del comportamiento de este tipo de refuerzo mediante el uso de nuevas tecnologías. Asimismo, a partir de la red se han llevado a cabo algunos estudios a fin de comprender mejor la influencia real

de algunos parámetros de la viga y del refuerzo sobre la resistencia a cortante con el propósito de lograr diseños más seguros de este tipo de refuerzo.

2. PROPUESTAS DE DISEÑO A CORTANTE

Los métodos habituales de refuerzo a cortante con FRP de vigas de hormigón armado incluyen el pegado del refuerzo en las caras laterales de la viga, el encamisado en forma de U y el encamisado completo de la viga (Figura 1). Se utilizan o bien laminados prefabricados rígidos (fibra + resina) que se adhieren posteriormente a la estructura, o bien hojas o tejidos flexibles de fibra que se aplican junto a la resina sobre la estructura formándose el material compuesto *in situ* al curar la resina. El refuerzo puede disponerse de manera continua, con tejido aplicado en toda la longitud de la viga o de forma discontinua, con láminas prefabricadas o bandas de tejido espaciadas. Además, las fibras pueden colocarse en dirección perpendicular al eje longitudinal de la viga o bien formando un cierto ángulo para que queden más o menos perpendiculares a las posibles fisuras de cortante. La combinación de todos estos factores da lugar a diversas configuraciones de refuerzo que influyen en el modo de fallo.

El desarrollo de cualquier método de diseño de refuerzo a cortante exige el conocimiento del comportamiento a cortante de la viga y de sus posibles modos de fallo con y sin refuerzo. Se ha demostrado en estudios recientes [10,13] que cuando se alcanza la capacidad a cortante de una viga reforzada de esta manera las fibras del refuerzo alcanzan una deformación efectiva inferior a la deformación de ruptura. Aunque un cálculo riguroso de esta deformación efectiva es prácticamente imposible, una estimación de la misma se podría llevar a cabo mediante una modelización simple combinada con el análisis detallado de datos experimentales. De importancia fundamental para esta estimación es la identificación del estado del refuerzo una vez que se ha producido el fallo por cortante de la viga. Aunque aparecen controversias en muchos de los estudios llevados a cabo hasta ahora parece claro que el mecanismo de fallo del refuerzo a cortante se produce por despegue del mismo desde las caras laterales de la viga de hormigón o por ruptura a tracción del laminado de material compuesto dependiendo de cómo se haya reparado la viga [16,17]. En este último caso, el FRP puede romperse exactamente cuando se alcance la carga máxima o bien un poco después a causa de la sobretensión en la proximidad de las fisuras diagonales. En

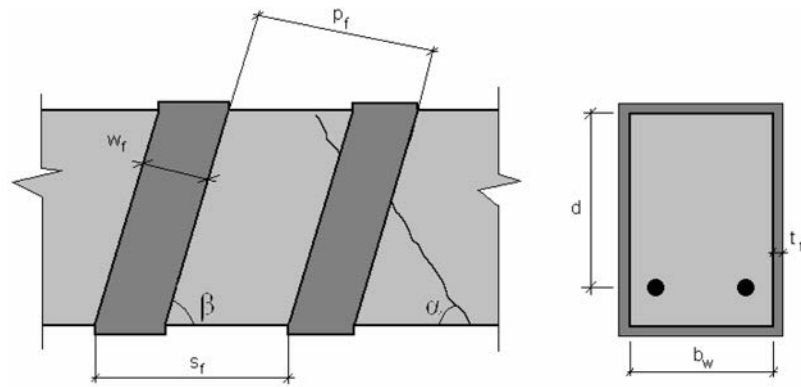


Figura 2. Notación empleada para el refuerzo a cortante con FRP.

cualquier caso, este modo de fallo siempre va acompañado de un cierto despegue del refuerzo.

Lo que es evidente es que el comportamiento de vigas reforzadas externamente a cortante con FRP es muy complejo. Además, se ha investigado mucho menos en este campo que en el del refuerzo de flexión, por lo que es necesario ser precavido en el diseño de un refuerzo a cortante con FRP. Tal como se comentó en la introducción, la contribución a la capacidad a cortante del hormigón y los cercos de acero se calcula con las normativas existentes. Sin embargo, debido a la difícil modelización del fallo por cortante (tanto en vigas reforzadas externamente como en vigas sin reforzar) y a los pocos estudios realizados, la mayoría de las propuestas realizadas hasta la fecha sobre vigas de sección rectangular presentan diferencias notables en la predicción de la capacidad del refuerzo externo. Algunas de éstas se resumen a continuación.

2.1. Informe técnico Fib - Boletín 14 [2]

Este informe, editado por la Federación Internacional de Hormigón (fib-Fédération Internationale du Béton), corresponde a una guía de diseño y uso de refuerzos de FRP en estructuras de hormigón armado. En su elaboración participaron más de 60 miembros representativos de la mayor parte de universidades europeas, centros de investigación y empresas trabajando en el tema. En este informe, la contribución del refuerzo externo se determina de forma análoga al refuerzo interno siguiendo los modelos de Triantafillou [10] y Täljsten [23]. La fórmula de diseño propuesta para la evaluación de la capacidad a cortante del refuerzo externo es la siguiente:

$$V_{fd} = 0.9\varepsilon_{fd,e} E_f \rho_f b_w d (\cot \alpha + \cot \beta) \sin \beta \quad (1)$$

donde (Figura 2):

$\varepsilon_{fd,e}$ = valor de la deformación efectiva del refuerzo (valor de proyecto)

d = canto útil

b_w = ancho mínimo de la sección dentro del canto útil

ρ_f = cuantía de refuerzo externo a cortante igual a $2t_f \sin \beta / b_w$ para refuerzo continuo y $2(t_f / b_w)(w_f / s_f)$ para bandas separadas

t_f = espesor del refuerzo

s_f = separación entre láminas o bandas de refuerzo, medido en la dirección del eje longitudinal de la viga

w_f = anchura del refuerzo medido en la dirección perpendicular a la dirección de las fibras del mismo

E_f = módulo elástico del refuerzo externo en la dirección principal de las fibras

α = ángulo de la grieta con la dirección longitudinal de la viga

β = ángulo que forma la dirección principal de la fibra del refuerzo con la dirección del eje longitudinal de la viga

El valor de proyecto de la deformación efectiva se calcula dividiendo la deformación efectiva característica ($\varepsilon_{fk,e}$) por el coeficiente parcial de seguridad γ_f , que toma el valor de 1.3 cuando el fallo tiene lugar por despegue del refuerzo.

Por otro lado, la deformación característica se calcula multiplicando la deformación efectiva ($\varepsilon_{f,e}$) por un coeficiente de minoración (k) que toma un valor de 0.8:

(2)

$$\varepsilon_{fk,e} = k\varepsilon_{f,e} \quad (3)$$

La determinación de la deformación efectiva de refuerzo ($\varepsilon_{f,e}$) se basa en una serie de reglas empíricas obtenidas a partir de datos experimentales. Estas reglas varían en función de la configuración del refuerzo [2]

2.2. CNR-DT 200/2004 [5]

Esta propuesta se ha incluido en un documento editado en 2004 por el Consejo Nacional de Investigación de Italia. Al igual que en las recomendaciones de diseño europeas, las propuestas de diseño varían en función de la configuración del refuerzo (Figura 1):

– Refuerzo lateral sobre sección rectangular

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \min \left\{ 0.9d, \frac{h}{w} \right\} f_{fd} 2t_f \frac{\sin \beta}{\sin \beta} \frac{w_f}{p_f} \quad (4)$$

– Refuerzo en U o encamisado completo de una sección rectangular

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0.9 d f_{fed} 2 t_f (\cot \alpha + \cot \beta) \frac{w_f}{p_f} \quad (5)$$

En ambas ecuaciones, (4) y (5), f_{fed} es la resistencia de diseño efectiva del refuerzo externo y γ_{Rd} es el factor de minoración de resistencia, que debe ser igual a 1.2 en el caso de refuerzo a cortante; d , h_w , t_f , w_f , α y β tienen el mismo significado que en el apartado anterior; p_f es la separación entre bandas de refuerzo medida en la dirección de w_f (Figura 2); h_w es la altura del refuerzo (Figura 3).

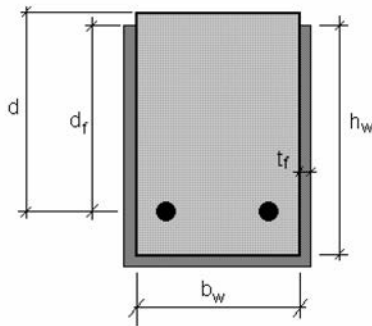


Figura 3. Definición de la altura de refuerzo para una configuración en U.

Como en el caso anterior, el cálculo de f_{fed} depende de la configuración del refuerzo [5].

2.3. Informe técnico de la Sociedad del Hormigón del Reino Unido - TR55 [4]

Este informe fue publicado en el año 2000 por la Sociedad del Hormigón del Reino Unido (Concrete Society) como soporte para el diseño de refuerzos de FRP en estructuras de hormigón en concordancia con las normativas de proyecto inglesas.

Suponiendo una grieta de cortante a 45°, este informe propone la siguiente expresión para determinar la contribución del refuerzo externo a la resistencia total a cortante de una viga:

$$V_c = E_{fd} \epsilon_{fd,e} A_{fs} \left(\frac{d_f - \frac{n}{3} l_{t,max}}{s_f} \right) (\cos \beta + \sin \beta) \quad (6)$$

donde:

$n = 0$ para refuerzo completo de la sección, 1 para refuerzo en U y 2 para refuerzo en los laterales de la viga.

$\beta =$ ángulo que forma la dirección principal de las fibras del refuerzo con la dirección perpendicular a la dirección longitudinal de la viga.

$\epsilon_{fd,e} =$ deformación efectiva del refuerzo a cortante.

$w_f =$ ancho del laminado de refuerzo (mm) medido en la dirección perpendicular a la dirección de las fibras. En el caso de refuerzo continuo se toma un valor de $w_f = \cos \beta$.

$s_f =$ separación entre laminados de refuerzo medida en la dirección longitudinal de la viga. En el caso de refuerzo continuo se toma un valor de $s_f = 1$

$t_f =$ espesor del refuerzo

$A_{fs} =$ área del refuerzo a cortante (mm^2) medida perpendicularmente a la dirección de las fibras. En el caso de aplicación simétrica de refuerzo habrá que contar con el refuerzo situado a ambos lados de la viga: $A_{fs} = 2 w_f t_f$.

$d_f =$ profundidad efectiva del refuerzo, medida desde la parte superior del mismo hasta la armadura longitudinal inferior (Figura 3).

$E_{fd} =$ valor de proyecto del módulo elástico del refuerzo calculado como:

$$E_{fd} = E_f / \gamma_{mE} \quad (7)$$

siendo γ_{mE} un coeficiente de seguridad que tiene en cuenta el tipo de fibra del material de refuerzo, el modo de fabricación y aplicación del refuerzo.

$l_{t,max} =$ longitud de anclaje requerida. calculada como:

$$l_{t,max} = 0.7 \sqrt{\frac{E_{fd} t_f}{f_{ctm}}} \quad (8)$$

siendo f_{ctm} la resistencia a tracción del hormigón.

La deformación efectiva del refuerzo externo, que considera la variación de deformación en el FRP a lo largo de la grieta de cortante cuando se alcanza el estado último, se toma como el mínimo valor de:

- $\epsilon_{fd} / 2$
- $0.64 \sqrt{\frac{f_{ctm}}{E_{fd} t_f}}$
- 0.004

siendo ϵ_{fd} la deformación última de proyecto del refuerzo:

$$\epsilon_{fd} = \epsilon_{fk} / \gamma_{mE} \quad (9)$$

El coeficiente de seguridad γ_{mE} considera el tipo de refuerzo y el modo de aplicación del mismo.

Las tres expresiones empleadas para calcular la deformación efectiva corresponden a modelos de diseño diferentes [24-27].

2.4. Informe ACI 440.2R-02 [6]

En esta propuesta de diseño, elaborada por el “American Concrete Institute”, la capacidad a cortante del refuerzo externo discontinuo se evalúa de la siguiente manera (se supone un ángulo de fisura de 45°):

$$V_f = \frac{2n_t w_f E_f \varepsilon_{fd,e} (\cos\beta + \operatorname{sen}\beta) d_f}{s_f} \quad (10)$$

donde todos los parámetros ya se han definido anteriormente excepto n que representa el número de capas de refuerzo aplicadas.

La misma Ec.(10) se utiliza para el caso de refuerzo externo continuo haciendo $s_f = w_f / \operatorname{sen}\beta$

La contribución final a la resistencia a cortante se calcula multiplicando V_f por un coeficiente de seguridad ψ_f , que depende de la configuración del refuerzo (0.95 para refuerzo completo y 0.85 para refuerzo lateral y en U).

En la Ec.(10) la deformación efectiva se limita directamente a 0.4% en aplicaciones con la sección reforzada en todo su perímetro, mientras que para las otras dos configuraciones se calcula como:

$$\varepsilon_{fd,e} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (11)$$

donde ε_{fu} es la deformación última del refuerzo y κ_v es un coeficiente de reducción que depende de la resistencia del hormigón y la configuración del refuerzo y se calcula como:

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11900 \varepsilon_{fu}} \quad (12)$$

donde L_e representa la longitud de anclaje por encima de la cual la tensión cortante se transmite entre el refuerzo y el hormigón. Esta longitud de anclaje limita el esfuerzo máximo que puede ser transmitido entre los dos materiales y se evalúa como:

$$L_e = \frac{23300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}} \quad (13)$$

Los factores k_1 y k_2 en la Ec.(12) se han determinado empíricamente en función de la resistencia del hormigón y de la configuración del refuerzo, respectivamente [6].

2.5. Modelo de Cheng y Teng [24]

Este modelo es aplicable tanto a refuerzo discontinuo como continuo ya que considera éste como un caso particular del anterior. La expresión general propuesta es la siguiente:

$$V_f = 2f_{f,e} t_f b_f \frac{h_{fe} (\cot\alpha + \cot\beta) \sin\beta}{s_f} \quad (14)$$

donde todos los parámetros ya se han definido previamente excepto $f_{f,e}$, que es la tensión media del refuerzo intersectado por la fisura a cortante en el estado límite último y h_{fe} que es el canto útil del refuerzo adherido a la viga (Figura 4).

El modelo de Chen y Teng asume que la distribución de tensiones en el refuerzo a lo largo de la fisura no es uniforme pudiéndose calcular un valor promedio como:

$$f_{f,e} = D_f \sigma_{f,\max} \quad (15)$$

siendo $\sigma_{f,\max}$ la tensión máxima que se puede alcanzar en el refuerzo intersectado por la fisura y D_f el factor de distribución de tensiones. El valor de estos dos parámetros depende de si el modo de fallo es por despegue o por ruptura del refuerzo [24].

3. REDES NEURONALES ARTIFICIALES: ASPECTOS FUNDAMENTALES

Una red de neuronas artificiales es una herramienta matemática que trata de imitar el funcionamiento de las neuronas del cerebro humano en lo que a aprendizaje se refiere, tratando de simular un determinado proceso real del que se conocen una serie de parámetros de entrada y los resultados (salidas) del proceso. En este sentido, las redes neuronales son herramientas de computación muy útiles en situaciones en las cuales las reglas de comportamiento son desconocidas o muy difíciles de determinar. Mediante el uso de redes neuronales es posible captar las relaciones existentes entre múltiples variables sin necesidad de conocer ninguna función de dependencia entre ellas a priori. Simplemente, a partir de datos experimentales y mediante un adecuado proceso de aprendizaje se puede alcanzar dicho objetivo. Este aspecto las hace muy apropiadas en determinadas aplicaciones relacionadas con la ingeniería civil como pueden ser la modelización de la

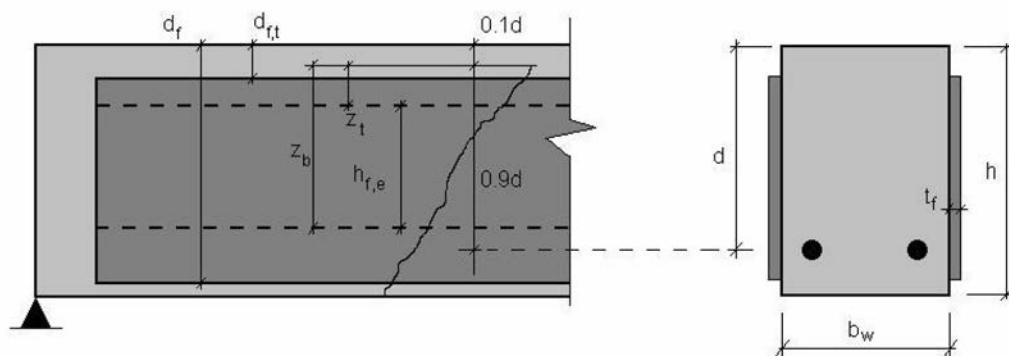


Figura 4. Notación empleada por el modelo de Cheng y Teng para el refuerzo a cortante.

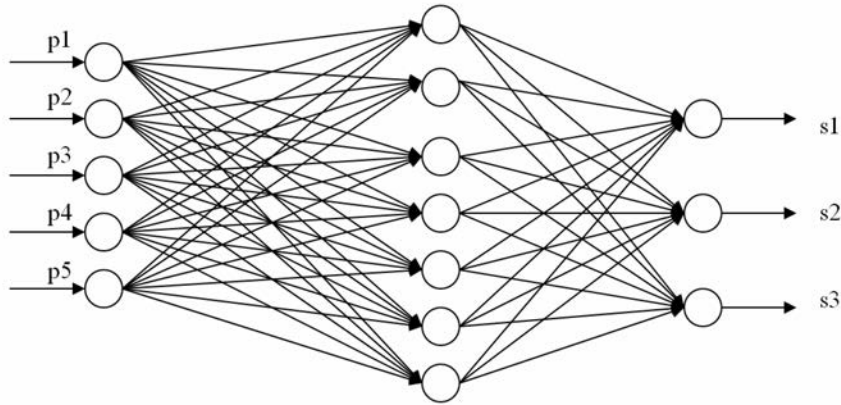


Figura 5. Conexiones típicas en una red de neuronas.

resistencia de un pilar confinado [28], la optimización del coste de diseño de una viga [29] o, como es nuestro caso, la determinación de la capacidad resistente de una viga de hormigón reforzada a cortante con FRP.

La red está constituida por una serie de nodos interconectados entre sí (neuronas), los cuales tienen capacidad para recibir y transmitir información. En la Figura 5 se muestra una configuración típica de red neuronal; cada nodo es una neurona y las líneas representan las conexiones entre las neuronas. Estas unidades funcionales o neuronas se agrupan en forma de capas. La primera capa recibe las señales del exterior de la red y la última capa proporciona los datos de salida simulados. Las capas intermedias reciben el nombre de capas ocultas. De esta manera las neuronas de una misma capa no están conectadas entre sí y una neurona de una capa oculta está conectada a todas las neuronas de la capa anterior y a todas las neuronas de la capa siguiente. En la Figura 5 se muestran las conexiones de una red con 5 parámetros de entrada (p_1, \dots, p_5), una capa oculta con 7 neuronas y una capa de salida con 3 neuronas.

La neurona posee un estado de activación interno y las señales recibidas servirán para modificar, en cada caso, dicho estado de activación. Para determinar el estado de la neurona, ésta posee una función de activación que opera sobre la señal recibida. La señal emitida por la neurona se transmite al exterior o al resto de neuronas a las que esté conectada. En este último caso, la señal emitida llega a la siguiente neurona multiplicada por un factor denominado peso (w), de tal forma que cada conexión entre dos neuronas lleva asociada un peso. El valor de entrada de una neurona será la suma de las señales trans-

mitidas por las neuronas conectadas a aquella, multiplicadas por los correspondientes pesos. En la Figura 6 se muestra el esquema de funcionamiento de una neurona.

Los dos aspectos fundamentales a resolver en la aplicación de redes neuronales a un problema son la configuración de la red y el procedimiento de aprendizaje llevado a cabo. Con respecto a la primera cuestión, el número de neuronas de entrada y salida depende del problema a resolver; el número de capas ocultas y las neuronas por cada capa se puede determinar adoptando inicialmente distintas configuraciones hasta alcanzar la óptima.

El proceso de aprendizaje de una red neuronal consiste en un procedimiento iterativo cuyo objetivo es determinar el valor de los pesos de las conexiones entre neuronas. Para ello, se parte de muestras de datos de entrenamiento, normalmente valores experimentales, cuyos valores de entrada y salida de la red son conocidos. El funcionamiento de la red consiste en hacer mínimo el error entre la salida obtenida por ésta y los resultados reales del proceso en estudio correspondientes a las muestras utilizadas para entrenar la red. Este proceso se realiza en una serie de pasos o ciclos. En cada ciclo se irán presentando los datos de entrada a la red y ésta obtendrá una determinada salida. Si el error obtenido al comparar este resultado con los datos reales es menor que un determinado valor, la red detendrá el proceso. Si no es así, la red modificará los pesos en base a un algoritmo predeterminado de manera que en el siguiente ciclo el error cometido sea menor. El modo en que se modifican los pesos viene determinado, entre otros factores, por la tasa de aprendizaje o factor de aprendizaje. El cambio en uno de los pesos de la red es proporcional a la varia-

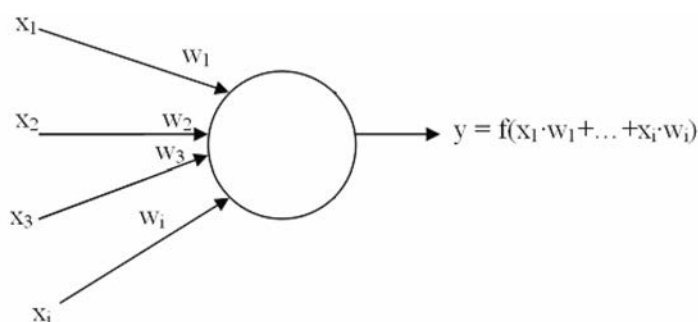


Figura 6. Esquema de funcionamiento de una neurona.

ción del error, siendo la tasa de aprendizaje el factor de proporcionalidad, que actúa como un indicador de la velocidad de convergencia del algoritmo de minimización del error. Valores altos de la tasa de aprendizaje conducen a algoritmos más rápidos, aunque esto puede provocar problemas como que el algoritmo se salte el mínimo sin detectarlo o que oscile alrededor de éste, resultando en ambos casos un algoritmo que no converge a la solución buscada.

El número de ciclos del proceso de aprendizaje dependerá del número de datos disponibles, la configuración de la red (parámetros de entrada, capas ocultas, neuronas de cada capa,...) y del algoritmo elegido para la modificación de los pesos, entre otros factores.

A la hora de llevar a cabo el aprendizaje de una red es conveniente dividir los datos disponibles en dos grupos: datos de entrenamiento y datos de validación. El conjunto de los datos de entrenamiento estará formado por un amplio porcentaje de los datos disponibles elegidos de manera aleatoria. Además, para garantizar un aprendizaje adecuado de la red, la muestra de entrenamiento debe ser representativa de los datos disponibles.

El resto de los datos corresponden al conjunto de datos de validación. Una vez la red ha sido entrenada se puede comprobar su eficacia introduciendo los datos de validación y observando la salida proporcionada por la red. Esta salida puede ser comparada con los resultados experimentales y verificar así el funcionamiento de la red.

4. DISEÑO DEL REFUERZO A CORTANTE CON REDES NEURONALES

Para el aprendizaje y validación de la red se han utilizado datos de ensayos experimentales sobre vigas reforzadas a cortante llevadas a cabo en diferentes laboratorios (Apéndice A). La base de datos resultante incluye la resistencia total de vigas reforzadas externamente a cortante. Estos datos se han utilizado como base para crear una red neuronal artificial capaz de predecir la resistencia a cortante de probetas reforzadas con FRP con características diferentes a las de la base de datos.

4.1. Patrones de entrenamiento de la red

Para el desarrollo de la red de neuronas artificiales se ha confeccionado una base de datos formada por los resultados de diferentes ensayos extraídos de diversas referencias bibliográficas. Los ensayos se han realizado sobre vigas de hormigón armado reforzadas externamente a cortante. Las probetas ensayadas suman un total de 61 muestras que presentan una gran diversidad en cuanto a geometría y características mecánicas de los materiales implicados, así como en lo referente a la configuración del refuerzo empleado.

Los modos de fallo de una viga reforzada externamente con materiales compuestos difieren unos de otros en función de la configuración elegida para el refuerzo. Así, una viga reforzada en los laterales con bandas prefabricadas tendrá un modo de fallo caracterizado por el despegue del refuerzo, mientras que

una viga reforzada en todo el perímetro de la sección tendrá un modo de fallo caracterizado por la rotura del refuerzo. Con el fin de no combinar distintos modos de fallo, que podrían entenderse como procesos distintos, se han eliminado de la base de datos las muestras correspondientes a ensayos en los que el refuerzo se ha aplicado sólo en el lateral, conservando las muestras en las que el refuerzo se ha aplicado en forma de U o alrededor del perímetro completo de la sección de la viga.

Dada la gran cantidad de parámetros que intervienen en el modo de fallo por cortante, la selección de los parámetros de entrada resulta de gran importancia de cara a conseguir el diseño óptimo de la red. En este proceso de selección se debe determinar cada uno de los parámetros que forman parte de la primera capa de la red de neuronas artificiales (capa de entrada). Es importante también seleccionar un número de parámetros que se adecuen al número total de patrones disponibles. En una muestra no excesivamente amplia, por debajo de los 100 patrones, no es conveniente disponer de más de 8 ó 10 parámetros de entrada.

Para realizar la selección de los parámetros se ha calculado teóricamente la resistencia de las vigas ensayadas, mostradas en el Apéndice A, utilizando los cinco modelos de cálculo de la contribución del FRP presentados en el Apartado 2 de este trabajo. En congruencia con cada una de las recomendaciones de diseño utilizadas, la contribución del hormigón y del refuerzo interno se ha calculado, según el caso, aplicando las siguientes normativas: a) Eurocódigo 2 : parte 1 [3]; b) EHE [30]; c) BS 8110 : parte 1 [31]; d) ACI 318-02 [32].

Combinando adecuadamente las diferentes normativas y recomendaciones de diseño, se dispone de un total de ocho predicciones de tipo teórico. Se han comparado los resultados obtenidos mediante las fórmulas teóricas con los resultados obtenidos mediante los ensayos y se ha calculado el error promedio para todas las probetas empleadas en la elaboración de la red de neuronas artificiales. En la Tabla 1 se muestran los resultados. Aunque los errores cometidos puedan parecer altos, se debe considerar que en todos los cálculos están incluidos los coeficientes de seguridad parciales característicos de cada normativa y cada guía de diseño.

Como puede observarse en la Tabla 1, las predicciones que más se aproximan a los resultados experimentales son las que se obtienen empleando las recomendaciones de diseño del Informe Técnico FIB- Boletín 14. Este resultado no debe interpretarse erróneamente y deducir de él que las fórmulas del FIB-14 son las más adecuadas para el diseño de refuerzo externo. Sin embargo, se ha tomado esta recomendación de diseño como guía a la hora de seleccionar los parámetros de entrada de la red de neuronas artificiales por proporcionar resultados que se ajustan mejor a la realidad.

Basándose en los parámetros que intervienen en las fórmulas del Informe Técnico FIB- Boletín 14 y en las que aparecen en la Instrucción del Hormigón Estructural y el Eurocódigo-2, los parámetros seleccionados para formar la primera capa de neuronas (capa de entrada) de la red de neuronas artificiales son los siguientes:

- ancho de la viga (b_w ; mm)
- canto de la viga (h ; mm)

Tabla 1. Modelos teóricos seleccionados y promedio del error relativo cometido por cada uno de ellos

Contribución del refuerzo	FIB 14		CNR-DT	TR-55		ACI 440.2R-02	CHEN-TENG	
	EC-2	EHE	EC-2	BS 8110	EC-2	ACI 318-02	EC-2	ACI 318-02
Contribución del hormigón y del refuerzo interno								
Error medio (%)	30,7	27,14	38,9	37,3	47,9	30,8	63,1	48,3
Desv. típica	17,08	23,34	15,31	16,11	14,85	31,99	21,39	19,98

- cuantía de refuerzo externo (ρ_f ; ver apartado 2.1)
- ángulo que forman el eje longitudinal de la viga con la orientación de las fibras del refuerzo (β)
- módulo elástico del refuerzo exterior (E_f ; MPa)
- cuantía de armadura de flexión (ρ_f)
- área de armadura a cortante por unidad de longitud (A_{90} ; mm²/mm)
- valor de proyecto del límite elástico de la armadura de cortante ($f_{y90,d}$)
- resistencia característica del hormigón a compresión (f_{ck} ; MPa)

Por tanto, la red neuronas artificiales cuenta con un total de 9 parámetros de entrada y una única salida. Dicha salida se refiere a la resistencia total a cortante (cortante último) de una viga de hormigón armado reforzada externamente con materiales compuestos.

4.2. Entrenamiento y validación de la red

Una vez desechados algunos ensayos, se dispone de un total de 46 ensayos. De estos 46 datos, 38 muestras se han empleado para el aprendizaje de la red mientras el resto lo ha sido para validar la red entrenada. Con el fin de evitar problemas derivados del aprendizaje de la red en zonas próximas a los valores extremos de los parámetros de entrada y salida de la red, se ha realizado una transformación o escalado previo de los valores de los parámetros de entrada y salida en el intervalo [-1,1].

Para la configuración y aprendizaje de la red se ha implementado un programa en MATLAB. La configuración final de la red de neuronas artificiales se ha determinado mediante un proceso de prueba y error. Dicha configuración es la siguiente:

- parámetros de entrada a la red: 9
- parámetros de salida de la red: 1
- número de capas ocultas: 1
- número de neuronas de la capa oculta: 11
- función de activación en la primera capa y en las capas ocultas: tangente hiperbólica
- función de activación en la última capa: función identidad

- algoritmo de aprendizaje: algoritmo de retropropagación con momento
- constante de momento: 0.9
- tasa de aprendizaje: 0.15
- número de ciclos de entrenamiento: 3000

Una vez entrenada la red, se han introducido en la misma los parámetros de entrada correspondientes al conjunto de datos de validación con el fin de evaluar el error cometido en la simulación. La medida del error se realiza empleando el error cuadrático medio:

$$\delta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (t_i - x_i)^2 \quad (16)$$

siendo t_i los valores correspondientes a los resultados experimentales y x_i los valores obtenidos mediante la simulación con la red de neuronas artificiales. El error cometido por la red sobre el conjunto de datos de validación toma un valor de 0.0061. Por otro lado, si se consideran todos los patrones (entrenamiento y validación) el error cometido por la red es igual a 0.0039.

Asimismo, se ha calculado el cociente entre los valores obtenidos experimentalmente y los valores obtenidos con la red neuronal para los patrones de validación resultando un valor medio de 1.0496 con un coeficiente de variación de 16.35 %. Los valores mínimo y máximo de este cociente son 0.8455 y 1.3488, respectivamente.

Los resultados obtenidos llevan a la conclusión de que la red ha sido correctamente entrenada, aunque, evidentemente, no podemos descartar la existencia de otras configuraciones que proporcionen resultados iguales o incluso mejores que los obtenidos con la configuración elegida para este estudio.

5. ESTUDIO COMPARATIVO DE LA EFICACIA DE LA RED

5.1. Comparación con resultados experimentales

En las Figura 7a y 7b se muestran los resultados obtenidos con la red frente a los resultados obtenidos en los ensayos experimentales tanto para los patrones de entrenamiento como para los de validación. Para mostrar mejor la correlación entre ambos resultados se ha representado también la

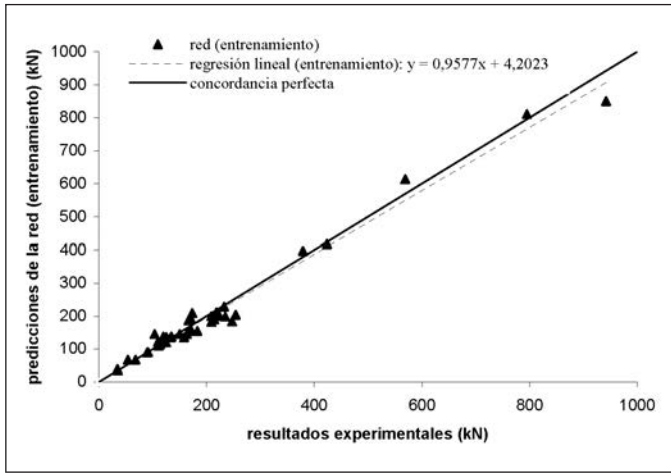


Figura 7a. Resultados experimentales frente a las predicciones de la red (entrenamiento).

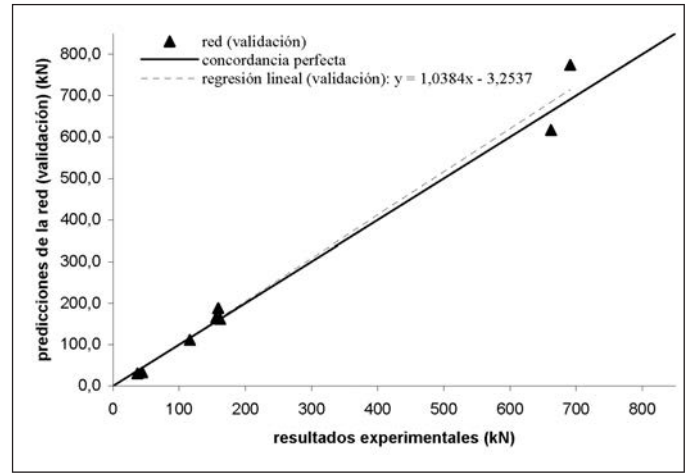


Figura 7b. Resultados experimentales frente a las predicciones de la red (validación).

línea diagonal correspondiente a la concordancia perfecta. Cuanto más cerca estén los puntos de esta línea mejores son las predicciones de la red. Como era de esperar los mejores resultados se obtienen para los patrones de entrenamiento aunque para los de validación la dispersión es también muy pequeña pudiéndose considerar también los resultados como excelentes.

De forma más precisa, la pendiente de la recta de regresión lineal en la Figura 7a para los datos de entrenamiento es 0,957 y la correlación es $R^2 = 0,9801$ mientras que para los patrones de validación la pendiente es 1,04 y la correlación es $R^2 = 0,9841$ (figura 7b). Esto indica perfectamente la buena concordancia entre las predicciones de la red y los resultados experimentales y, por tanto, la efectividad de la red a la hora de predecir la resistencia a cortante de vigas de hormigón reforzadas externamente con FRP.

5.2. Comparación con las fórmulas propuestas en las recomendaciones de diseño

Otra comparación interesante es la de las predicciones de la red con los valores obtenidos usando las expresiones propues-

tas en las distintas recomendaciones de diseño presentadas en el apartado 2 de este artículo. En la Tabla 2 se muestran los valores de la resistencia total a cortante de la viga obtenidos mediante los modelos empíricos anteriormente señalados, la red de neuronas artificiales y los ensayos de laboratorio para los datos correspondientes a los patrones de validación. (Apéndice A)

Asimismo, en la Tabla 3 se muestran los porcentajes de error obtenidos al aplicar las recomendaciones de diseño señaladas y el error cometido por la red referido a los datos de validación.

Como puede observarse de ambas tablas, el error en las predicciones de la red neuronal es claramente menor que los errores cometidos al aplicar las expresiones de las recomendaciones de diseño. Esto es lógico ya que en las predicciones de la red neuronal, a diferencia de la guía de diseño, no se considera ningún factor parcial de seguridad con lo cual los resultados son más cercanos a los valores reales experimentales. Las ecuaciones de diseño dan valores más conservadores. Sin embargo, a la vista de los resultados, los valores predichos por la red podrían utilizarse como ayuda al diseño y comprobación de estructuras reforzadas externamente con

Tabla 2. Comparación de la resistencia total de las muestras de validación (kN)

MUESTRA	BT 2	BT 4	CS 2	CS 3	AB 11	S 2	G	3
MODELO								
Ensayos	156,0	162,0	159,0	116,0	662,0	691,0	37,0	44,0
Red neuronal	164,9	161,6	188,1	110,9	617,0	774,0	29,8	32,6
FIB 14/EC-2	90,8	73,6	94,2	65,1	527,5	517,2	16,6	33,2
FIB 14/ EHE	99,5	82,0	106,8	70,6	547,9	507,9	19,6	39,3
CNR DT/EC2	108,7	69,0	78,6	64,1	349,3	440,3	27,3	24,5
TR 55/ BS 8110	87,5	80,2	83,2	53,5	269,0	445,0	26,6	46,3
TR 55 / EC-2	74,6	67,6	66,7	45,8	224,4	351,1	22,8	36,7
ACI 440.2R-02/ACI 318-02	162,9	96,9	105,7	69,3	361,6	569,6	25,6	47,4
CHEN-TENG /EC-2	47,3	56,1	58,1	37,6	207,3	310,2	15,0	15,9
CHEN-TENG / ACI	63,5	72,4	90,4	54,3	288,9	419,1	18,0	20,8

Tabla 3. Valor del promedio del error relativo cometido por los modelos empíricos y por la red de neuronas artificiales

Contribución del refuerzo	FIB 14		CNR-DT	TR-55		ACI 440.2R-02	CHEN-TE NG		RED
	EC-2	EHE	EC-2	BS 8110	EC-2	ACI 318-02	EC-2	ACI 318-02	
Contribución del hormigón y del refuerzo interno	EC-2	EHE	EC-2	BS 8110	EC-2	ACI 318-02	EC-2	ACI 318-02	RED
Error medio: muestra completa (%)	30,7	27,14	38,9	37,3	47,9	30,8	63,1	48,3	9,98
Error medio: datos de validación (%)	38,3	32,4	42,2	40,5	49,9	27,5	64,2	51,4	11,6

FRP siempre y cuando se les aplicase un factor de seguridad que garantizase un margen de fiabilidad mínimo. En la medida en que la red fuese entrenada progresivamente con más datos experimentales este factor de seguridad se ajustaría cada vez más.

5.3. Estudio paramétrico

Otra ventaja de las redes neuronales es que son factibles para realizar cualquier estudio paramétrico variando un parámetro de entrada y dejando el resto fijo. Además, una forma de garantizar la coherencia del aprendizaje de la red es comprobar mediante estudios paramétricos la consistencia cualitativa de los resultados de la red con los de los ensayos. Introduciendo pequeños cambios en los parámetros de entrada se puede comprobar si la red ha asimilado el comportamiento de la viga al seguir una tendencia en la respuesta ante los cambios realizados similar a la de los ensayos.

Teniendo en cuenta la diversidad de expresiones empíricas propuestas para evaluar la capacidad a cortante de una viga de hormigón reforzada externamente con FRP, en este trabajo se ha realizado un estudio paramétrico con el fin de identificar los parámetros que tienen una mayor influencia en su comportamiento. Esto, sin lugar a dudas, puede servir para mejorar

las ecuaciones de diseño mediante la introducción de las modificaciones pertinentes. Para ello, en el estudio paramétrico llevado a cabo, se han comparado los resultados obtenidos por la red con los correspondientes resultados obtenidos al aplicar las recomendaciones de diseño mostradas en el apartado 2 de esta artículo. Para el cálculo de la contribución a cortante de la viga sin refuerzo externo se han aplicado las normativas pertinentes en cada caso como en el apartado 4.1. En la Figura 8 se muestra la sensibilidad de la resistencia total de la viga frente a variaciones del ancho de la viga (b_w), el área de armadura transversal por unidad de longitud (A_{90}), el espesor del refuerzo (t_f) y el ángulo de orientación de las fibras del refuerzo (β).

Como se puede observar, en primer lugar, aparentemente la red ha aprendido el comportamiento de la viga reforzada con FRP y la variación de los parámetros viene acompañada de una variación de la resistencia total de la viga. Las tendencias para el área de armadura transversal por unidad de longitud (A_{90}) y el espesor del refuerzo (t_f) son bastante parecidas para todas las guías de diseño y para la red. Los valores más conservadores son siempre los obtenidos con la expresión propuesta por Cheng y Teng [24]. Sin embargo, en el caso del ángulo de orientación de las fibras del refuerzo (β), la variación de resistencia al disponer las fibras próximas a la perpendicular al eje de la viga es mucho más brusca en el caso de utilizar la red neuronal.

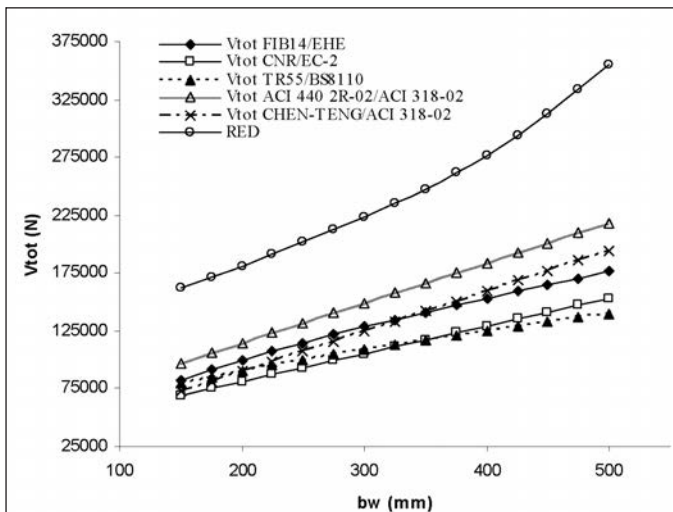


Figura 8a. Sensibilidad de la resistencia total frente a la variación del ancho de viga.

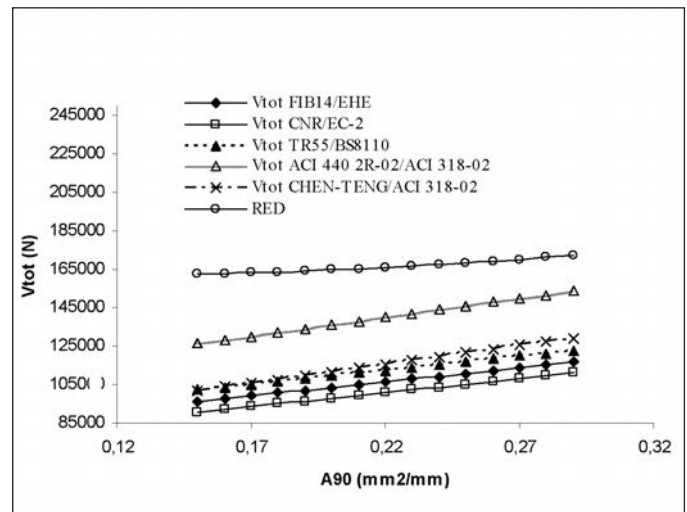


Figura 8b. Sensibilidad de la resistencia total frente al área de armadura transversal.

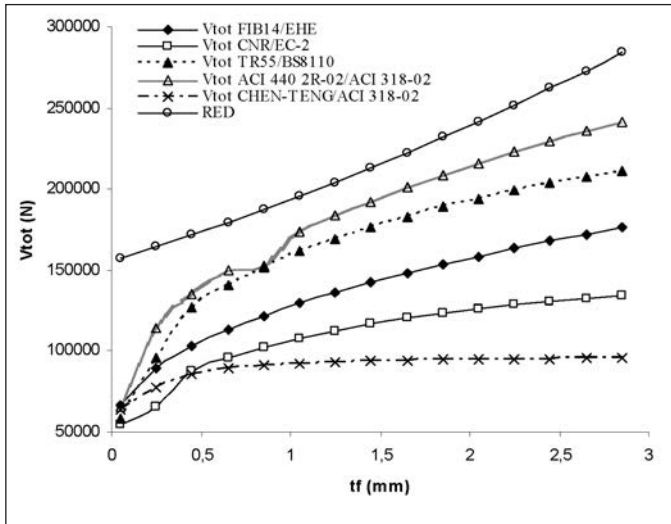


Figura 8c. Sensibilidad de la resistencia total frente al espesor de refuerzo

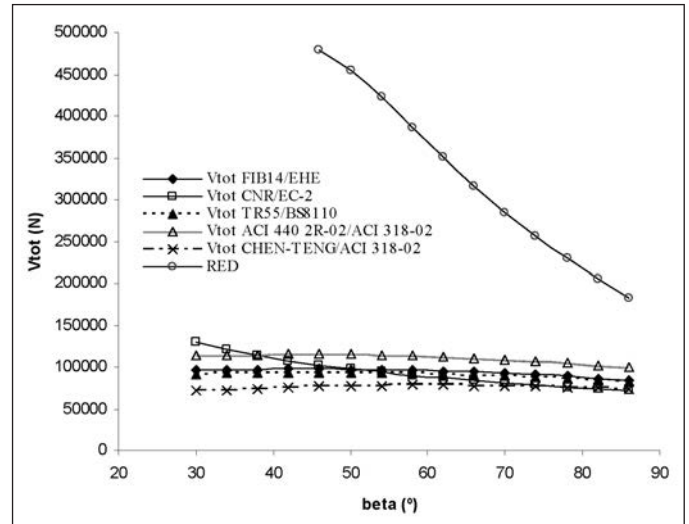


Figura 8d. Sensibilidad de la resistencia total frente al ángulo de orientación de las fibras.

Esto podría significar que este parámetro tiene una influencia mayor en las ecuaciones de diseño que la actual. Más resultados experimentales deberían confirmar esta tendencia. De la misma forma, las predicciones de la red muestran una mayor influencia del ancho de la viga (b_w) en la capacidad de la viga reforzada sobre todo a partir de un cierto valor.

Para poder identificar los parámetros que la red considera más importantes en la estimación de la capacidad a cortante se ha empleado el índice de Garson [33]. Mediante operaciones entre las matrices de pesos que se generan entre dos capas consecutivas de una red de neuronas, el índice de Garson asigna unos porcentajes de importancia a cada uno de los parámetros de entrada de la red que permiten determinar la contribución de cada uno de ellos respecto a la salida de la red. Para una red de neuronas artificiales con una capa de neuronas ocultas se define el índice de Garson como:

$$G_{ik} = \frac{\sum_{j=1}^J |W_{ij}| |V_{ik}|}{\sum_{j=1}^J |W_{ij}|} \cdot \frac{\sum_{i=1}^I |W_{ij}| |V_{jk}|}{\sum_{i=1}^I \sum_{j=1}^J |W_{ij}|} \quad (17)$$

siendo G_{ik} la importancia relativa en tanto por uno asignada entre el parámetro i de la capa de entrada y el resultado k de la capa de salida de la red; $[W_{ij}]$ es la matriz de pesos que relaciona las I neuronas de la capa de entrada con las J neuronas de la capa intermedia (capa oculta) y $[V_{ij}]$ es la matriz de pesos que relaciona las J neuronas de la capa oculta con las K neuronas de la capa de salida de la red.

En la Tabla 4 se muestra el índice de Garson para cada uno de los parámetros de entrada considerados a la hora de diseñar la red de neuronas artificiales:

Tabla 4. Índices de Garson de los parámetros de entrada de la red

Parámetro	b_w	h	ρ_l	A_{90}	f_{ck}	$f_{y90,d}$	ρ_f	β	E_f
Importancia relativa	0.0718	0.0705	0.1279	0.1441	0.0496	0.1156	0.1604	0.1373	0.1228

En la Tabla 4 se observa que la mayor importancia relativa se asigna a la cuantía de refuerzo externo, es decir, la red de neuronas artificiales considera que, de los parámetros de entrada, éste es el que tiene mayor peso a la hora de determinar el comportamiento de una viga reforzada externamente con materiales compuestos. Parámetros como la cantidad de armadura interna transversal y el ángulo de inclinación de las fibras de refuerzo externo también tienen un peso importante. Sin embargo, hay parámetros cuya importancia relativa es baja como es el caso de la geometría de la viga y la resistencia característica del hormigón.

6. CONCLUSIONES

A fin de profundizar más en su conocimiento, se ha realizado un estudio del comportamiento de vigas de hormigón reforzadas externamente a cortante con materiales compuestos. Para ello, se ha desarrollado un modelo basado en redes neuronales para predecir la capacidad a cortante de vigas con este tipo de refuerzo utilizando una base de datos experimentales. Los resultados de la red se han comparado con las predicciones de diferentes guías de diseño publicadas hasta la fecha. Aunque las predicciones realizadas por la red han sido muy buenas es deseable para el futuro aumentar el número de patrones de entrenamiento a fin de aumentar la fiabilidad de la red y representar de forma más exacta la relación entre todos los parámetros implicados en el problema.

Asimismo, a partir de la red entrenada se ha realizado un estudio paramétrico y un análisis de sensibilidad a fin de predecir la tendencia y la influencia de cada parámetro en el comportamiento de la viga reforzada a cortante. Se ha obtenido como conclusión que parámetros como la cuantía de refuerzo a cortante externo e interno y el ángulo de inclinación de las fibras de refuerzo tienen una influencia elevada en las capaci-

dad a cortante de la viga mientras otros parámetros como la geometría de la viga y la resistencia característica del hormigón influyen menos.

Este trabajo constituye la primera etapa de un trabajo de más alcance cuyo objetivo primordial es la elaboración de ecuaciones de diseño alternativas a las existentes actualmente y más fiables. Para ello, la base de datos sobre la que se ha desarrollado la red neuronal se debe ver incrementada en el

futuro a fin de conseguir una red más fiable y de aplicación más amplia.

Agradecimientos

Este trabajo se enmarca dentro de los Proyectos de Investigación BIA2004-06272, subvencionado por el Ministerio de Educación y Cultura, y 80010/A04 subvencionado por el Ministerio de Fomento.

APÉNDICE A

Tabla A.1. Parámetros geométricos, configuración y características mecánicas de los materiales de las vigas ensayadas empleadas para entrenamiento y validación de la red de neuronas artificiales

autor	ref	parámetros geométricos				características mecánicas y configuración						
		h (mm)	h _w (mm)	b _w (mm)	c (mm)	hormigón		acero				
						f _{ck} (MPa)	f _{ctm} (MPa)	f _{y90,d} (MPa)	A _c	s _c	s _c	A _t
Monti [34]	US60	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0
	USVA	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0
	USV+	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0
	US45+	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0
	UF90	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0
	US45+	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0
	WS45++	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0
	US45+ "A"	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0
	US45++ "B"	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0
	US45++ "C"	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0
	US45++ "F"	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0
	US45++ "E"	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0
US45+ "D"	450	300	250	30	3,2	0,7	347,8	100,5	400,0	0,25	1256,0	
Kalifa Nanni [14]	BT2	405	405	150	34	27,0	2,7	434,8	0,0	-	0,00	1230,9
	BT4	405	405	150	34	28,0	2,8	434,8	0,0	-	0,00	1230,9
Kamiharado [35]	2	500	500	250	100	24,6	2,5	453,0	0,0	-	0,00	2267,1
	3	500	500	250	100	24,6	2,5	453,0	0,0	-	0,00	2267,1
	7	500	500	250	100	26,6	2,7	453,0	0,0	-	0,00	3400,6
	8	500	500	250	100	26,6	2,7	453,0	0,0	-	0,00	3400,6
Umezu [36]	AS1	300	300	150	28	35,0	3,2	365,2	0,0	-	0,00	441,6
	AS2	300	300	150	28	35,0	3,2	365,2	0,0	-	0,00	441,6
	AS3	300	300	150	28	36,8	3,3	365,2	0,0	-	0,00	441,6
	CS1	300	300	300	43	32,5	3,1	365,2	0,0	-	0,00	883,1
	CS2	300	300	300	43	32,5	3,1	365,2	0,0	-	0,00	883,1
	CS3	300	300	150	43	36,8	3,3	365,2	0,0	-	0,00	441,6
	AB1	300	300	150	47	33,9	3,1	365,2	0,0	-	0,00	830,5
	AB2	300	300	300	47	37,6	3,4	365,2	0,0	-	0,00	1661,1
	AB3	300	300	300	47	33,9	3,1	365,2	0,0	-	0,00	1661,1
	AB4	300	300	300	47	33,9	3,1	365,2	0,0	-	0,00	1661,1
	AB5	300	300	300	47	34,7	3,2	365,2	0,0	-	0,00	1661,1
	AB8	300	300	600	47	35,5	3,2	365,2	0,0	-	0,00	3322,1
AB9	450	450	450	51	31,9	3,0	365,2	0,0	-	0,00	4019,2	
AB10	550	550	550	51	31,9	3,0	365,2	0,0	-	0,00	5626,9	
AB11	550	550	550	51	32,6	3,1	365,2	0,0	-	0,00	5626,9	
Funakawa [37]	S2	600	600	600	90	22,0	2,4	295,7	157,0	190,0	0,83	11253,8
	S3	600	600	600	90	22,0	2,4	295,7	157,0	190,0	0,83	11253,8
	S4	600	600	600	90	22,0	2,4	295,7	157,0	190,0	0,83	11253,8
Taerwe [38]	BS2	450	450	200	55	27,1	2,7	486,1	56,5	400,0	0,14	1884,0
	BS4	450	450	200	55	28,8	2,8	486,1	56,5	400,0	0,14	1884,0
	BS6	450	450	200	55	27,8	2,8	486,1	56,5	400,0	0,14	1884,0
Norris [39]	E	200	200	125	30	28,0	2,8	365,2	56,5	200,0	0,28	401,9
Chajes [9]	A	190	190	64	37	38,0	3,4	460,9	0,0	-	0,00	201,0
	E	190	190	64	37	38,0	3,4	460,9	0,0	-	0,00	201,0
	G	190	190	64	37	38,0	3,4	460,9	0,0	-	0,00	201,0
Park [40]	3	250	250	100	65	17,4	2,0	347,8	0,0	-	0,00	398,0
	6	300	300	100	65	17,4	2,0	347,8	0,0	-	0,00	663,3

Tabla A.2. Parámetros geométricos, configuración y características mecánicas del FRP y resistencia total a cortante (resultados experimentales)

autor	ref	características mecánicas, parámetros geométricos y configuración (FRP)						resistencia total
		E_f (MPa)	f_{fd} (MPa)	w_f (mm)	t_f (mm)	P_f (mm)	configuración del refuerzo	V_{tot} (kN)
Monti [34]	US60	390000	3000	150	0,22	300	U	111,0
	USVA	390000	3000	150	0,22	283	U	120,0
	USV+	390000	3000	150	0,22	283	U	135,0
	US45+	390000	3000	150	0,22	300	U	125,5
	UF90	390000	3000	150	0,22	300	U	125,0
	US45+	390000	3000	50	0,22	106	U	133,5
	WS45++	390000	3000	50	0,22	106	W	158,5
	US45+ "A"	390000	3000	150	0,22	159	U	167,0
	US45++ "B"	390000	3000	150	0,22	159	U	172,0
	US45++ "C"	390000	3000	150	0,22	159	U	182,9
	US45++ "F"	390000	3000	150	0,22	212	U	150,2
	US45++ "E"	390000	3000	150	0,22	212	U	163,5
US45+ "D"	390000	3000	150	0,22	212	U	103,8	
Kalifa Nanni [14]	BT2	228000	3800	167	0,165	334	U	156,0
	BT4	228000	3800	50	0,165	125	U	162,0
Kamiharado [35]	2	244000	3990	40	0,11	100	W	209,0
	3	90000	2920	40	0,169	100	W	218,6
	7	244000	3990	64	0,11	100	W	234,9
	8	90000	2920	64	0,169	100	W	232,3
Umezu [36]	AS1	73000	2700	200	0,044	245	W	91,2
	AS2	73000	2700	100	0,044	200	W	89,7
	AS3	73000	2700	200	0,088	245	W	114,0
	CS1	244000	4200	200	0,111	231	W	214,0
	CS2	244000	4200	100	0,111	200	W	159,0
	CS3	244000	4200	100	0,111	200	W	116,0
	AB1	73000	2700	200	0,044	228	W	110,0
	AB2	73000	2700	200	0,044	228	W	173,0
	AB3	73000	2700	200	0,088	228	W	209,0
	AB4	73000	2700	200	0,088	228	W	224,0
	AB5	73000	2700	200	0,144	228	W	254,0
AB8	73000	2700	200	0,144	228	W	424,0	
AB9	73000	2700	200	0,144	359	W	379,0	
AB10	73000	2700	200	0,144	449	W	569,0	
AB11	73000	2700	200	0,288	449	W	662,0	
Funakawa [37]	S2	240000	3800	200	0,167	459	W	691,0
	S3	240000	3800	200	0,334	459	W	795,0
	S4	240000	3800	200	0,501	459	W	942,0
Taerwe [38]	BS2	240000	3400	100	0,11	400	U	247,5
	BS4	240000	3400	50	0,11	400	U	170,0
	BS6	240000	3400	50	0,11	600	U	166,6
Norris [39]	E	34000	390	200	1	153	U	68,0
Chajes [9]	A	11000	200	200	1	138	U	34,4
	E	14000	170	200	0,46	138	U	35,4
	G	21000	185	200	0,58	138	U	37,0
Park [40]	3	155000	2400	25	1,2	75	U	44,0
	6	155000	2400	25	1,2	75	U	53,6

U: refuerzo en U; W: encamisado completo de la sección

REFERENCIAS

[1] Bank, L.C., Composites for construction: Structural design with FRP materials, John Wiley and Sons, 2006

[2] fib bulletin 14, Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures. Task group 9.3. FRP reinforcement for concrete structures. Lausanne, Switzerland, 2001.

[3] Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings, BSI Standards, 1992.

[4] Concrete Society Technical Report 55, Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials, The Concrete Society, Crowthorne, 2000.

[5] Consiglio Nazionale Delle Ricerche, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, Roma, Italia, 2004.

- [6] ACI 440.2R-02, Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, Reported by ACI Committee 440. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2002.
- [7] Design Manual No.4, Strengthening reinforced concrete structures with externally-bonded fibre reinforced polymers, Isis Canada, The Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures, 2001.
- [8] Al-Sulaimani, G.J., Sharif, A.M., Basunbul, I.A., Baluch, M.H., Ghaleb, B.N.: Shear repair for reinforced concrete by fibreglass plate bonding, *ACI Structural Journal*, 91(3), 1994, 458-464.
- [9] Chajes, M.J., Januszka, T.F., Mertz, D.R., Thomson, T.A., Finch, W.W.: Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics, *ACI Structural Journal*, 92(3), 1995, 295-303.
- [10] Triantafillou, T.C.: Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites, *ACI Structural Journal*, 95(2), 1998, 107-115.
- [11] Triantafillou, T.C.: Composites: a new possibility for the shear strengthening of concrete, masonry and wood, *Composites Science and Technology*, 58 (8), 1998, 1285-1295.
- [12] Khalifa, A., Gold W.J., Nanni, A., Aziz, A.: Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members, *Journal of Composites for Construction ASCE*, 2(4), 1998, 195-203.
- [13] Triantafillou, T.C., Antonopoulos, C.P.: Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP, *Journal of Composites for Construction ASCE*, 4 (4), 2000, 198-205.
- [14] Khalifa, A., Nanni, A.: Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites, *Cement and Concrete Composites*, 22, 2000, 165-174.
- [15] Täljsten, B.: Strengthening concrete beams for shear with CFRP sheets, *Construction and Building Materials*, 17, 2003, 15-26.
- [16] Chen, J.F., Teng, J.G., Smith, S.T., Lam, L.: FRP strengthened RC structures, John Wiley & Sons, 2001.
- [17] Drimoussis, A., Cheng, J.J.R.: Shear strengthening of concrete bridge girders using carbon fibre-reinforced plastic sheets. Fourth International Bridge Engineering Conference, San Francisco, 1995, 337-347.
- [18] Chaallal, O., Nollet, M.J., Perraton, D.: Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fibre-reinforced-plastic plates: design guidelines for shear and flexure. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25 (4), 1998, 692-704.
- [19] Zhang, L., Subbarayan, G., An evaluation of back-propagation neural networks for the optimal design of structural systems: Part I. Training procedures, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 191, 2002, 2873-2886.
- [20] Zhang, L., Subbarayan, G., An evaluation of back-propagation neural networks for the optimal design of structural systems: Part II. Numerical evaluation, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 191, 2002, 2887-2904.
- [21] Levin, R.I., Lieven, N.A.J., Dynamic finite element model updating using neural networks, *Journal of Sound and Vibration*, 210 (5), 1998, 593-607.
- [22] Zhao, Z., Ren, L., Failure criterion of concrete under triaxial stresses using neural networks, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 17 (1), 2002, 68-73.
- [23] Täljsten, B., Elfgrén, L., Strengthening concrete beams for shear using CFRP-materials. Evaluation of different application methods, *Composites Part B Engineering*, 31 (2), 2000, 87-96.
- [24] Cheng, J.F., Teng, J.G., A shear strength model for FRP-strengthened RC beams, *Fibre-reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, Cambridge, UK, Thomas Telford, 1, 2001, 205-214.
- [25] Täljsten, B., Strengthening of existing concrete structures: design guidelines, Division of Structural Engineering, Lulea University of Technology, Sweden 2003.
- [26] Neubauer, U., Rostasy, F.S., Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP plates, *Concrete and Composites*, Proceeding of the 7th International Conference on Structural Faults and Repair, 2, 1997, 109-118.
- [27] Denton, S.R., Shave, J.D., Porter, A.D., Shear strengthening of reinforced concrete structures using FRP composites, *Advanced Polymer Composites for Structural Applications in Construction*, Eds: Hollaway, Chryssanthopoulos and Moy, Woodhead Publishing Limited, 2004, 134-143.
- [28] Oreta, A., Kawashima, K., Neural network modelling of confined compressive strength and strain of circular concrete columns, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 129(4), 2003, 554-561.
- [29] Hadi, M.N.S., Neural networks applications in concrete structures, *Computers and Structures*, 81, 2003, 373-381.
- [30] EHE, Instrucción de hormigón estructural, Ministerio de Fomento, 2000.
- [31] BS 8110, Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction, British Standard, 1997.
- [32] ACI 318-02, Building code requirements for structural concrete, Reported by ACI Committee 318. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2002.
- [33] Garson, G.D., Interpreting neural-network connection strengths, *AI Expert*, 6 (4), 1991, 47-51.
- [34] Monti G., Liotta M.A., Test and design equations for FRP-strengthening in shear, *Constructions and Building Materials*, 21 (2007) p.799-809

- [35] Kamiharako A., Maruyama K., Takada K., Shimomura T., Evaluation of shear contribution of FRP sheets attached to concrete beams, Proceedings of the III International Symposium Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Japan, 1997, 467-474.
- [36] Umezu K., Fujita M., Nakai H., Tamaki K., Shear behavior of RC beams with aramid fiber sheet, Proceedings of the III International Symposium Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Japan, 1997, 491-498.
- [37] Funakawa I., Shimono K., Watanabe T., Asada S., Ushijima S., Experimental study on shear strengthening with continuous fiber reinforcement sheets and methyl methacrylate resin, Proceedings of the III International Symposium Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Japan, 1997, 475-482.
- [38] Tearwe L., Khalil H., Matthys S., Behavior of RC beams strengthened in shear by external CFRP sheets, Proceedings of the III International Symposium Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Japan, 1997, 483-490.
- [39] Norris T., Saadatmanesh H., Ehsani M.R., Shear and flexural strengthening of RC beams with carbon fiber sheets, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 123(7), 1997, 903-911.
- [40] Park S.Y., Namaan A.E., Lopez M.M., Till R.D., Shear strengthening effect of RC beams using glued CFRP sheets, Proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Hong Kong, China, Vol. 1, 2001, 669-676.

Método simplificado para la obtención de la distribución de temperaturas en pilares mixtos sometidos al fuego. Aplicación al estudio de la influencia de la calidad de los materiales

Simplified method to determine the temperature distribution on composite columns subjected to fire. Application to the study of the materials quality influence

Fernando Medina Encina⁽¹⁾, Héctor Cifuentes Bulté⁽²⁾

Recepción / Received: 20/09/2007
Aceptado / Accepted: 08/02/2008

RESUMEN

En este estudio se presenta un procedimiento de obtención de la distribución de temperaturas aproximada en la sección transversal de un pilar mixto de sección metálica hueca rellena de hormigón, sometido a la acción de incendio. El trabajo se basa en los métodos simplificados de la parte 1-2 del Eurocódigo 4, que permiten la obtención de la carga última axial para este tipo de pilares sin necesidad de resolver de forma explícita la ecuación diferencial de transferencia de calor por conducción de Fourier. Con este procedimiento se pueden realizar análisis paramétricos, como la influencia de la calidad de los materiales en la resistencia al fuego de pilares mixtos de sección rellena.

Palabras Clave: Incendio, Materiales, Pilar Mixto de Sección Rellena, Propiedades Térmicas, Eurocódigo 4.

ABSTRACT

This work deal about the simplified determination of the temperature distribution in a section of steel columns filled with bar-reinforced concrete. The work is based in the simplified methods of Eurocode 4 part 1-2, these methods are able to predict the ultimate axial load in case of fire for these kind of columns, and the complex Fourier equation of heating transmission can be neglected. With this procedure can be made sensitive analysis of parameters like the quality of the materials and his influence about the ultimate axial load in case of fire.

Key words: Fire, Materials, Steel Column Filled, Thermals Properties, Eurocode 4.

⁽¹⁾ Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Escuela Superior de Ingenieros. Universidad de Sevilla.

⁽²⁾ Ingeniero Industrial. Escuela Superior de Ingenieros. Universidad de Sevilla.

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

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La situación de incendio en las estructuras es considerada como una situación de carácter accidental según las diferentes normativas, como la EHE, Eurocódigos, ..., cuyo efecto sobre las mismas es un aumento de la temperatura en los materiales que las componen, así como la generación de unas deformaciones impuestas en los elementos estructurales, originadas por las dilataciones térmicas que se producen.

El aumento de temperatura experimentado por los materiales de una estructura, provoca una modificación de las propiedades térmicas y mecánicas de los mismos, disminuyendo generalmente su resistencia. Debido a lo comentado anteriormente, para poder determinar la resistencia al fuego de una estructura es necesario conocer la evolución con la temperatura, de las propiedades mecánicas de los materiales que la componen.

En el caso de las estructuras mixtas, estos materiales son el acero y el hormigón, y dependiendo del tipo de sección mixta que se considere en cada caso (rellenas o embebidas), se podrá tener expuesto directamente al fuego un material u otro. En secciones parcialmente embebidas serán ambos materiales los directamente expuestos al fuego.

En este caso en particular, se analiza la resistencia al fuego de pilares mixtos de sección rellena circular (figura 1) donde el acero estructural se encuentra sometido directamente a la acción del incendio, siendo su comportamiento diferente al experimentado por pilares mixtos de sección embebida, donde es el hormigón el material directamente expuesto.

Para poder determinar la carga axial última en situación de incendio de este tipo de pilares, el Eurocódigo 4 parte 1-2, presenta un método que permite la obtención de la carga última en función de las propiedades mecánicas modificadas (por la temperatura) de los materiales, siendo necesario la determinación previa de la distribución de temperaturas en el interior de las secciones. Para ello se debe plantear la ecuación diferencial de transferencia de calor de Fourier en régimen transitorio. Debido a la dificultad que presenta la resolución de esta ecuación, que debe ser resuelta mediante métodos numéricos, se presenta adicionalmente, en el EC-4, un método alternati-

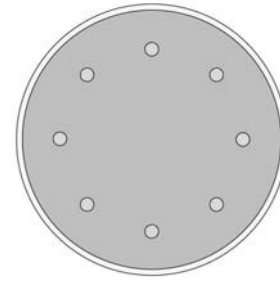


Figura 1. Sección mixta rellena circular.

vo consistente en la utilización de unas gráficas (anexos F y G) [7], que permiten la obtención directa de las cargas últimas axiales en situación de incendio, en función de los datos geométricos del pilar y de las características mecánicas de los materiales.

En este estudio se desarrolla un método simplificado para la determinación de una distribución de temperaturas aproximada en secciones rellenas de pilares mixtos [4]. Dicho método se basa en los métodos propuestos en el EC-4 y evita la resolución de la ecuación diferencial de transferencia de calor. La determinación de esta distribución de temperaturas aproximada, permite la extrapolación de los resultados a otros casos no contemplados en los anexos F y G, así como la realización de análisis paramétricos sobre la influencia de la calidad de los materiales (hormigón y acero) en la carga última axial de pilares mixtos de sección metálica hueca rellena de hormigón.

2. ACCIÓN DE INCENDIO. RESISTENCIA AL FUEGO. FLUJO DE CALOR

Generalmente las estructuras han de presentar una determinada resistencia al fuego, de manera que se asegure la integridad de las mismas durante un tiempo de exposición al incendio. Para el análisis de esta integridad estructural se puede considerar la acción de un incendio normalizado (UNE-23093) donde la evolución de las temperaturas en el ambiente es conocida mediante la siguiente expresión [12]:

$$\theta_t = 20^\circ C + 345 \cdot \log(8t + 1) \quad (1)$$

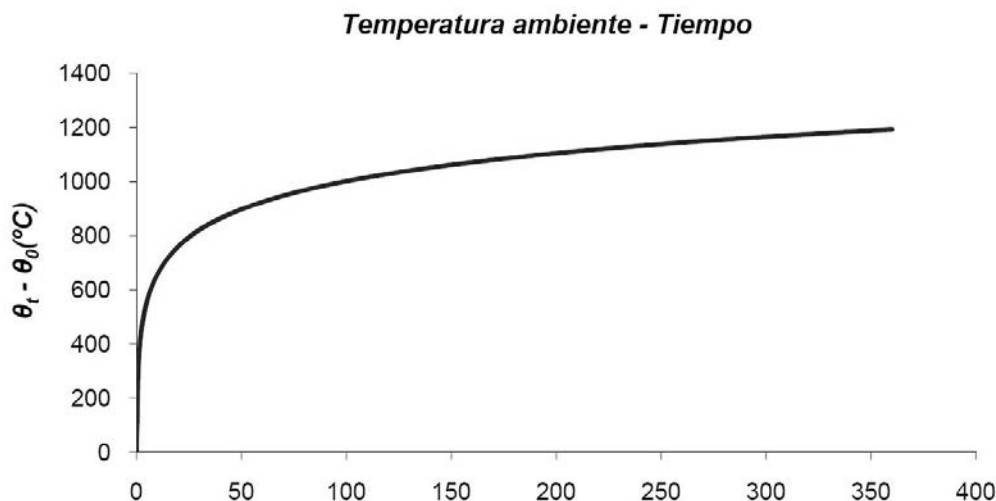
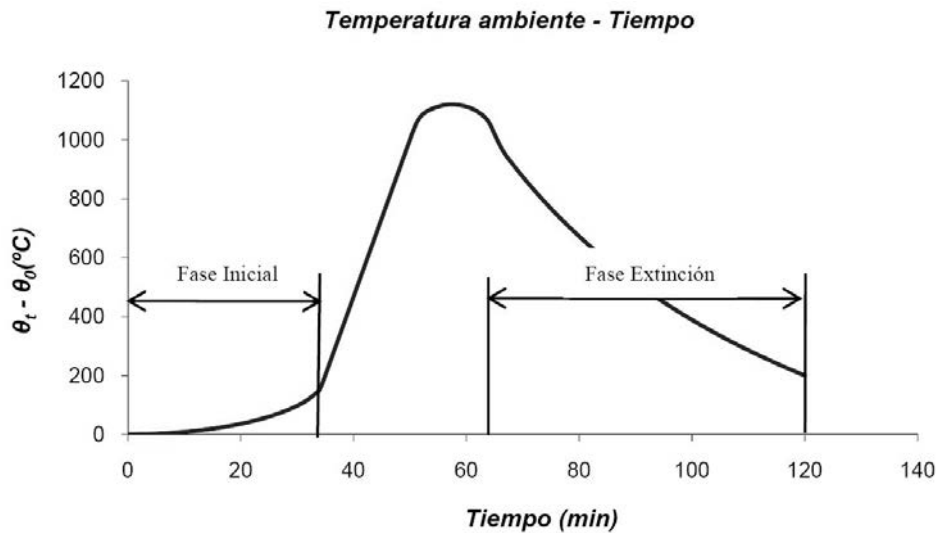


Figura 2. Curvas θ_t -t para fuego normalizado.

Figura 3. Curvas θ_t-t para fuego real[18].

siendo:

t variable tiempo, expresada en minutos y con origen coincidente con el comienzo del incendio

θ_t temperatura en el ambiente para el instante t

En las figuras 2 y 3 se muestran las curvas θ_t-t para el caso de incendio normalizado y para el caso de un incendio real, observándose que en el caso de incendio normalizado no se consideran la fase inicial y de extinción del incendio correspondiente al caso real [18].

Íntimamente relacionado con las curvas θ_t-t se puede obtener el flujo neto de calor aportado a la estructura en situación de incendio por convección y radiación, el cual permite la determinación de la distribución de temperaturas en el material a través de las ecuaciones de transferencia de calor. Las expresiones del flujo de calor vienen indicadas en el EC-4 parte 1-2 [7] en función de la temperatura ambiente dada por la curva θ_t-t considerada.

3. COMPORTAMIENTO DEL ACERO Y EL HORMIGÓN A TEMPERATURA ELEVADA

Las propiedades de los materiales, tanto térmicas como mecánicas, no son independientes de la temperatura, por lo

que para el análisis de la resistencia al fuego de una estructura ha de considerarse la evolución de las propiedades de los materiales con la temperatura [7].

3.1. Hormigón

3.1.1. Ley Tensión-Deformación. Coeficiente de Reducción

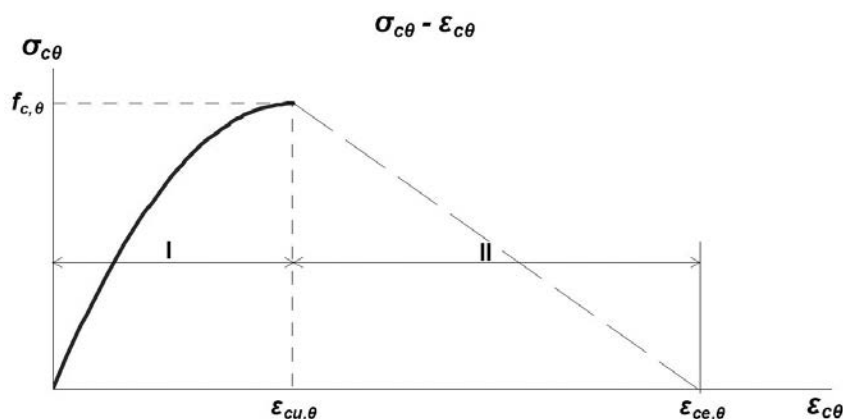
Según el EC-4 parte 1-2, la ley tensión-deformación que se puede considerar para el hormigón a temperatura elevada es la siguiente:

El diagrama $\sigma-\epsilon$ mostrado en la figura 4 queda definido mediante los valores de la resistencia última a compresión del hormigón a temperatura elevada, $f_{c\theta}$, y la deformación correspondiente a dicha tensión última, $\epsilon_{cu,\theta}$.

Los diagramas $\sigma-\epsilon$ que se deben usar para el caso de secciones metálicas huecas rellenas de hormigón se definen como:

$$\frac{\sigma_{c\theta}}{f_{c\theta}} = \frac{E_{c\theta}\epsilon_{c\theta}}{f_{c\theta}} \left(1 - \frac{E_{c\theta}\epsilon_{c\theta}}{4f_{c\theta}} \right) \quad (2)$$

$$\frac{E_{c\theta\sigma}}{E_{c\theta}} = 1 - \frac{E_{c\theta}\epsilon_{c\theta}}{2f_{c\theta}} \quad (3)$$

Figura 4. Curva $\sigma-\epsilon$ del hormigón a temperatura elevada.

con:

Tabla 1. Valores de $f_{c,\theta}/f_{c,20^\circ C}$ y $E_{c,\theta}/E_{c,20^\circ C}$ para el hormigón en función de la temperatura

θ_c (°C)	0	50	200	250	400	600	1000
$f_{c,\theta}/f_{c,20^\circ C}$	1	1	1	1	0.76	0.45	0
$E_{c,\theta}/E_{c,20^\circ C}$	1	1	0.5	0.41	0.15	0.05	0.05

La relación $f_{c,\theta}/f_{c,20^\circ C}$ es el coeficiente reductor $k_{c,\theta}$, que proporciona la reducción de resistencia experimentada por el hormigón con el aumento de su temperatura.

3.1.2. Propiedades Térmicas

El valor del calor específico, c_c , la conductividad térmica, λ_c y el coeficiente de dilatación, α_c , son dependientes de la temperatura, pudiendo emplearse los siguientes valores medios [7]:

$$c_c = 1000 \text{ J/kg}\cdot\text{K}$$

$$\lambda_c = 1.60 \text{ W/m}\cdot\text{K}$$

$$\alpha_c = 1810 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

3.2. Acero

Las propiedades que se indican son válidas tanto para el acero estructural como para el acero de armaduras.

3.2.1. Ley Tensión-Deformación. Coeficiente de Reducción

La ley tensión-deformación que se puede considerar para el acero, según el EC-4 parte 1-2, se muestra en la figura 5.

Esta ley queda definida mediante los siguientes parámetros:

- Módulo de elasticidad a temperatura elevada, $E_{a,\theta}$
- Límite de proporcionalidad a temperatura elevada, $f_{ap,\theta}$
- Tensión máxima a temperatura elevada, $f_{amax,\theta}$

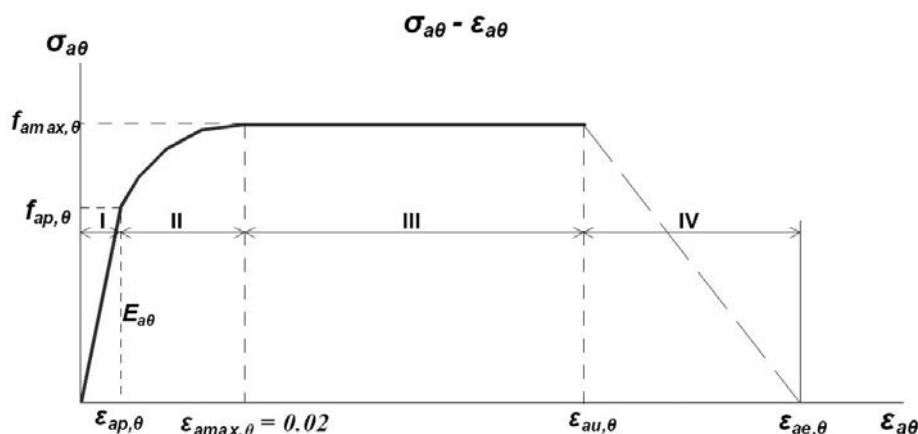


Figura 5. Curva σ - ϵ del acero a temperatura elevada.

Las ecuaciones que definen el diagrama σ - ϵ para pilares mixtos de sección rellena son las siguientes:

$$\frac{\sigma_{a\theta}}{f_{a\theta}} = -0.06 + 1.1416 \frac{E_{a\theta} \epsilon_{a\theta}}{f_{a\theta}} - 0.651 \left(\frac{E_{a\theta} \epsilon_{a\theta}}{f_{a\theta}} \right)^2 + 0.103 \left(\frac{E_{a\theta} \epsilon_{a\theta}}{f_{a\theta}} \right)^3 \quad (4)$$

$$\frac{E_{a\theta\sigma}}{E_{a\theta}} = 1.1416 - 1.302 \frac{E_{a\theta} \epsilon_{a\theta}}{f_{a\theta}} + 0.309 \left(\frac{E_{a\theta} \epsilon_{a\theta}}{f_{a\theta}} \right)^2 \quad (5)$$

con:

Tabla 2. Valores de $f_{ay,\theta}/f_{ay,20^\circ C}$ y $E_{a,\theta}/E_{a,20^\circ C}$ para el hormigón en función de la temperatura

θ_a (°C)	0	100	200	300	400	500	600	700
$f_{ay,\theta}/f_{ay,20^\circ C}$	1	0.96	0.92	0.81	0.63	0.44	0.26	0.08
$E_{a,\theta}/E_{a,20^\circ C}$	1	1	0.87	0.72	0.56	0.44	0.24	0.08

En el caso del acero de armaduras las ecuaciones son las mismas, con la salvedad de que $E_{s,\theta}/E_{s,20^\circ C}$ y $f_{sy,\theta}/f_{sy,20^\circ C}$ se obtienen de la tabla 3.

Tabla 3. Valores de $f_{sy,\theta}/f_{sy,20^\circ C}$ y $E_{s,\theta}/E_{s,20^\circ C}$ para el acero de armaduras en función de la temperatura

θ_a (°C)	0	400	580	750
$f_{sy,\theta}/f_{s,20^\circ C}$	1	0.76	0.45	0
$E_{s,\theta}/E_{s,20^\circ C}$	1	0.76	0.45	0

Las relaciones $f_{ay,\theta}/f_{ay,20^\circ C}$ y $f_{sy,\theta}/f_{sy,20^\circ C}$, son los coeficientes de reducción del acero estructural y de armaduras, respectivamente, y representan la reducción de resistencia que experimenta el acero con un aumento de la temperatura.

3.2.2 Propiedades Térmicas

Análogamente al caso del hormigón, el valor del calor específico, c_a , la conductividad térmica, λ_a y el coeficiente de

dilatación, α_a , son dependientes de la temperatura, pudiendo emplearse los siguientes valores medios [7]:

$$c_a = 600 \text{ J/kg}\cdot\text{K}$$

$$\lambda_a = 45 \text{ W/m}\cdot\text{K}$$

$$\alpha_a = 140 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

4. RESISTENCIA AL FUEGO DE PILARES MIXTOS SEGÚN EUROCÓDIGO 4

Como ya se ha comentado, en este estudio se analizará el caso de pilares mixtos de secciones circulares rellenas de hormigón, siendo de aplicación la parte 1-2 del EC-4.

4.1. Determinación del Perfil de Temperaturas

Se realizan las siguientes hipótesis y simplificaciones [4,7]:

1. La temperatura en la camisa metálica es homogénea.
2. No existe resistencia térmica entre la camisa metálica y el hormigón.
3. La temperatura de las armaduras es la misma que la del hormigón que las rodea.
4. No existe gradiente térmico longitudinal a lo largo del soporte.
5. No existe gradiente térmico en sentido circunferencial en una sección transversal.

Considerando la primera de las hipótesis, se puede obtener el incremento de temperatura experimentado por el acero estructural, mediante la siguiente expresión:

$$\Delta\theta_{ax} = \frac{1}{c_a \cdot \rho_a} \frac{A_i}{V_i} h_{med,d} \Delta t \text{ (}^\circ\text{C)} \quad (6)$$

siendo:

- ρ_a densidad del acero
- A_i/V_i factor de forma (perímetro expuesto/área encerrada = l/t)
- t espesor de chapa de acero estructural

Posteriormente, considerando la hipótesis 2, se puede obtener la distribución de temperaturas en la sección de hormigón resolviendo la ecuación diferencial de Fourier para transferencia de calor por conducción, que viene dada por:

$$c_c \rho_c \frac{\partial \theta_c}{\partial t} = \lambda_c \frac{\partial^2 \theta_c}{\partial y^2} + \lambda_c \frac{\partial^2 \theta_c}{\partial z^2} \quad (7)$$

siendo:

- ρ_c densidad del hormigón
- z, y ejes coordenados sobre la sección transversal

Transformando la ecuación (7) a coordenadas polares y considerando la hipótesis 5 (no existe gradiente térmico en sentido circunferencial), se obtiene la siguiente expresión:

$$c_c \rho_c \frac{\partial \theta_c}{\partial t} = \lambda_c \frac{\partial^2 \theta_c}{\partial r^2} + \lambda_c \frac{1}{r} \frac{\partial \theta_c}{\partial r} \quad (8)$$

donde r y ψ son las coordenadas polares.

Las condiciones de contorno a considerar para la resolución de la ecuación (8) serían las siguientes:

$$\left. \frac{\partial \theta_c}{\partial r} \right|_{r=0} = 0 \quad (9)$$

$$\theta_c \Big|_{r=d/2-t} = \theta_a \quad (10)$$

Las ecuaciones (9) y (10) provienen de la consideración de las hipótesis 5 y 2 respectivamente. Nótese que la condición de contorno expresada por la ecuación (9) es válida para leyes de distribución de la temperatura no lineales (a excepción de temperatura constante), siendo lógico pensar que efectivamente la ley de temperaturas será no constante y no lineal en la sección de hormigón. Aplicando la hipótesis 4 puede considerarse que la distribución de temperaturas será constante en toda la longitud del pilar.

La temperatura en las armaduras se obtiene considerando la hipótesis 3 mediante la siguiente expresión:

$$\theta_s = \theta_c \Big|_{r=r_s} \quad (11)$$

Que significa que la temperatura en las armaduras es la misma que la del hormigón circundante.

La resolución de la ecuación diferencial (8) ha de realizarse de forma numérica, por lo que en este trabajo se propone un método simplificado para la determinación de una distribución de temperaturas aproximada que permita obtener la carga última axil de pilares mixtos de sección rellena, bajo determinadas condiciones, sin necesidad de resolver la ecuación diferencial.

4.2. Determinación de la Carga Última Axil

Con las propiedades modificadas de los materiales, en función de la distribución de temperatura, se pueden determinar los esfuerzos últimos mediante la aplicación de las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y leyes de comportamiento a temperatura elevada [4,7].

Para el caso de un pilar mixto de sección rellena, según el apartado G3 del Anexo G de EC-4 parte 1-2, la ecuación de equilibrio que proporciona la carga última axil es la siguiente:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd} \quad (12)$$

siendo:

$N_{fi,cr}$ carga crítica elástica de Euler a temperatura elevada

$$N_{fi,cr} = \left(\frac{\pi}{l_\theta} \right)^2 \left(E_{a\theta\sigma} I_a + E_{c\theta\sigma} I_c + E_{s\theta\sigma} I_s \right) \quad (13)$$

$N_{fi,pl,Rd}$ valor de cálculo de la resistencia a compresión de la sección completa a temperatura elevada

$$N_{fi,pl,Rd} = \frac{A_a \sigma_{a\theta}}{\gamma_{Mfi,a}} + \frac{A_c \sigma_{c\theta}}{\gamma_{Mfi,c}} + \frac{A_s \sigma_{s\theta}}{\gamma_{Mfi,s}} \quad (14)$$

l_θ longitud de pandeo del pilar en situación de incendio

$E_{i\theta\sigma}$ módulo tangente del diagrama $\sigma-\epsilon$ para el material i a temperatura θ y tensión $\sigma_{i\theta}$

I_i momento de inercia del material i , respecto al eje correspondiente

A_i área de la sección transversal correspondiente al material i

$\sigma_{i\theta}$ tensión del material i a temperatura θ

Las leyes de comportamiento de los materiales se han descrito en el apartado 3.

En cuanto a la ecuación de compatibilidad, esta viene dada por la expresión siguiente:

$$\epsilon_{a\theta} = \epsilon_{s\theta} = \epsilon_{c\theta} = \epsilon \quad (15)$$

4.3. Determinación de la Carga Última Axil según Anexo G de EC-4 Parte 1-2

En el anexo G de la parte 1-2 del EC-4 se propone un método donde la obtención de la carga axil última de pilares mixtos de sección rellena circular, se realiza mediante la utilización de una gráfica (gráfica G3 de anexo G) en función de la

longitud de pandeo del mismo, tipo de acero estructural y de armaduras empleado, calidad del hormigón y cuantía geométrica de la armadura longitudinal. Los resultados obtenidos son válidos para una resistencia al fuego RF-60 [7].

En la figura 10 se muestra la gráfica G3 del anexo G de la parte 1-2 del EC-4 anteriormente comentada.

5. MÉTODO SIMPLIFICADO PARA LA OBTENCIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE TEMPERATURAS

El análisis de la resistencia al fuego de un pilar mixto incluye la determinación de la distribución de temperaturas en la sección transversal, tal y como se ha visto en apartados anteriores. Para ello es necesario resolver una ecuación diferencial en régimen transitorio (8) que ha de realizarse numéricamente. En este apartado se desarrolla un método simplificado que proporciona la determinación de una distribución de temperaturas aproximada sobre la sección transversal [4].

El método consiste en la suposición de una curva de distribución de temperaturas aproximada, que cumpla con las condiciones de contorno (9) y (10) y que será ajustada en función de los resultados obtenidos de la carga última axil con esta distribución de temperaturas y la carga última axil determinada por la aplicación del anexo G del EC-4.

La curva supuesta es de tipo parabólico (figura 7) a la que se le han de aplicar las condiciones de contorno.

Como se puede apreciar en la figura 7 el parámetro de ajuste de la curva es la relación, b , entre la temperatura existente en el centro de la sección y la temperatura en el perímetro de hormigón, θ_{ar} . Este parámetro de ajuste permite determinar el

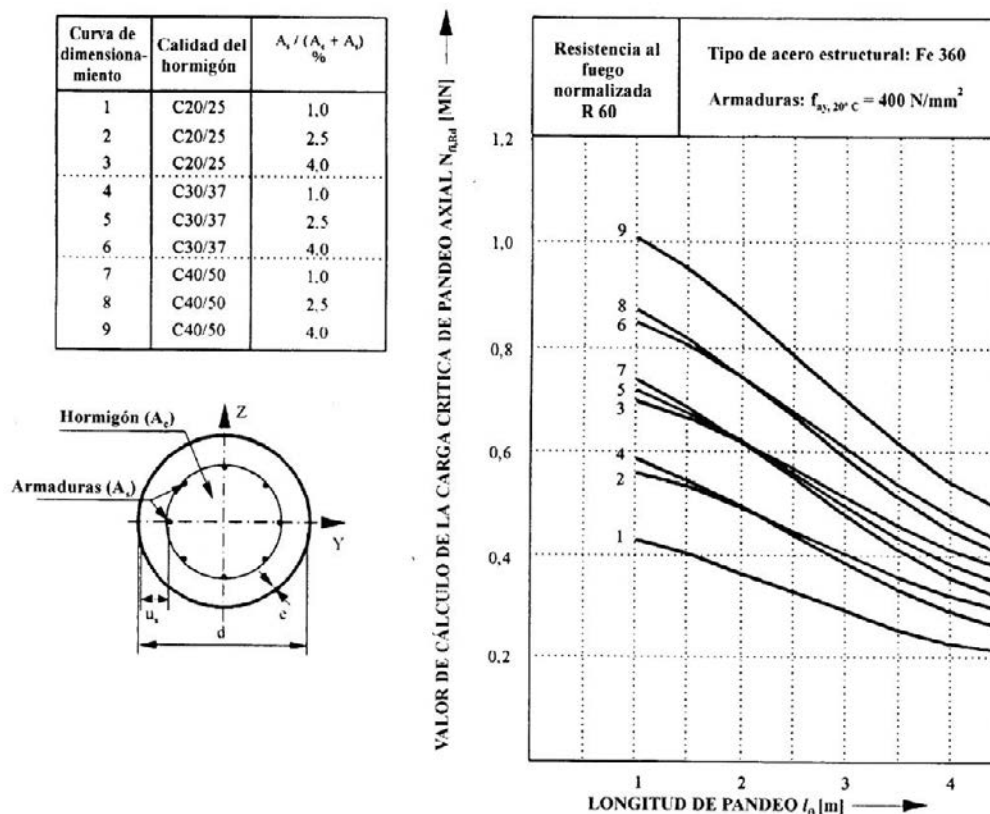


Figura 6. Gráfica G3 del anexo G del EC-4 parte 1-2.

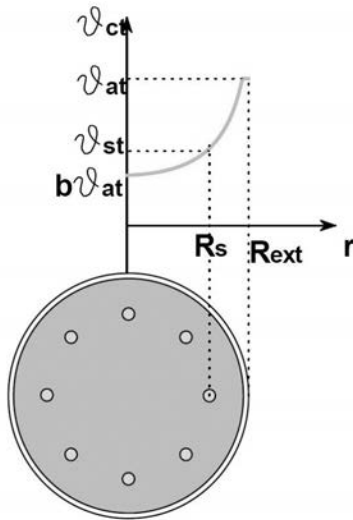


Figura 7. Distribución de temperaturas aproximada.

descenso de la temperatura desde el exterior de la sección de hormigón hasta la zona central de la misma [4].

La expresión que representa la curva de distribución de temperaturas supuesta es la siguiente:

$$\theta_{ct} = \theta_{at} \left[b + \frac{1-b}{R_{ext}^2} r^2 \right] \quad (15)$$

siendo:

- θ_{ct} temperatura del hormigón en el instante t
- θ_{at} temperatura del acero en el instante t
- b parámetro de ajuste
- R_{ext} radio exterior de la sección de hormigón

El ajuste de la curva se realizará variando el parámetro b , hasta obtener una carga última axial del pilar, lo suficientemente aproximada al valor obtenido mediante la aplicación del anexo G de la parte 1-2 del EC-4. La obtención de la carga axial última en función del parámetro b , se realizará mediante la aplicación de las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y leyes de comportamiento del material a temperatura elevada, considerando la distribución de temperaturas aproximada.

Las propiedades del hormigón se consideran como las correspondientes a un punto con una temperatura igual a la temperatura media de la sección para la distribución parabólica supuesta, esto es:

$$\theta_{ctm} = \frac{\int_0^{R_{ext}} \theta_{at} \left[b + \frac{1-b}{R_{ext}^2} r^2 \right] dr}{R_{ext}} \quad (15)$$

6. AJUSTE DE LA CURVA DE DISTRIBUCIÓN DE TEMPERATURAS APROXIMADA PARA DIFERENTES CALIDADES DE LOS MATERIALES

En el presente apartado se realiza el ajuste de la curva para diferentes calidades de los materiales, lo cual tiene una importancia relevante, ya que permitirá determinar la variación de la curva de distribución de temperaturas con el tipo de material.

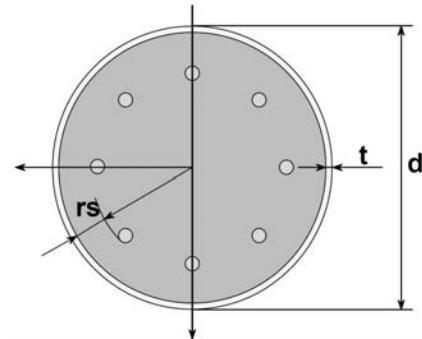


Figura 8. Sección mixta rellena circular.

El ajuste de la curva de distribución de temperaturas supuesta, se realizará para un tiempo de exposición al fuego de 60 minutos y para los siguientes datos geométricos y calidades de materiales:

Sección

- $d = 219.1 \text{ mm}$
- $t = 4.5 \text{ mm}$
- $r_s = 30 \text{ mm}$
- $l_0 = 4.5 \text{ m}$
- $\rho_1 = 1\% (7 \Phi 12) - 2.5\% (12 \Phi 14) - 4\% (10 \Phi 20)$

Materiales

- Acero Estructural S-235
- Hormigón HA-25; HA-37; HA-50
- Acero de armar B-400S

Estas calidades de los materiales son las que se contemplan en el anexo G de la parte 1-2 del EC-4. En principio las calidades del acero estructural y de armar no tienen porque influir sobre la ley de distribución de temperaturas en la sección de hormigón.

Como se ha comentado en el apartado anterior, se realizará el ajuste de la curva en función del parámetro b . En la tabla 4 se muestran los resultados obtenidos para las diferentes calidades del hormigón y cuantía geométrica de armaduras consideradas.

Tabla 4. Resultados de cargas últimas axiales para diferentes calidades del hormigón y cuantías de armado longitudinal

$l_0 = 4 \text{ m}$										
		$A_s/(A_s+A_c) = 1\%$			$A_s/(A_s+A_c) = 2.5\%$			$A_s/(A_s+A_c) = 4\%$		
f_{ck} (MPa)	b (%)	$N_{fi.Rd.G}$ (MN)	$N_{fi.Rd.H}$ (MN)	δ (%)	$N_{fi.Rd.G}$ (MN)	$N_{fi.Rd.H}$ (MN)	δ (%)	$N_{fi.Rd.G}$ (MN)	$N_{fi.Rd.H}$ (MN)	δ (%)
25	27	0.23	0.226	-1.74	0.32	0.299	-6.56	0.41	0.413	0.73
37	24	0.29	0.276	-4.83	0.38	0.36	-5.26	0.48	0.488	1.67
50	21	0.36	0.326	-9.44	0.45	0.421	-6.44	0.54	0.562	4.07

siendo:

- f_{ck} resistencia característica del hormigón
- b parámetro de ajuste de las curvas
- $N_{fi.Rd.G}$ valor de la carga última axil del pilar según gráfica G3 del anexo G
- $N_{fi.Rd.H}$ valor de la carga última axil del pilar mediante aplicación de la distribución de temperaturas aproximada
- δ error en tanto por ciento con respecto a la carga $N_{fi.Rd.G}$

Los parámetros de ajuste obtenidos proporcionan una buena aproximación de la carga última, por lo que se consideran correctas las siguientes distribuciones de temperatura sobre el hormigón:

HA-25

$$\theta_{ct} = \theta_{at} \left[0.27 + \frac{0.73}{R_{ext}^2} r^2 \right] \quad (18)$$

HA-37

$$\theta_{ct} = \theta_{at} \left[0.24 + \frac{0.76}{R_{ext}^2} r^2 \right] \quad (19)$$

HA-50

$$\theta_{ct} = \theta_{at} \left[0.21 + \frac{0.79}{R_{ext}^2} r^2 \right] \quad (20)$$

Mediante el método propuesto se dispone de una distribución de temperaturas aproximada sobre el hormigón, que puede ser utilizada para la obtención de la carga última axil de pilares mixtos de sección rellena circular, evitando la resolución numérica de la ecuación (8).

La extrapolación de la distribución de temperaturas aproximada ha de realizarse cuidadosamente, de manera que una variación de los datos de partida no invalide la distribución supuesta.

7. ANÁLISIS PARAMÉTRICOS. INFLUENCIA DE LA CALIDAD DE LOS MATERIALES EN LA RESISTENCIA AL FUEGO

La obtención de la distribución de temperaturas aproximada facilita el cálculo de la carga axil última de pilares mixtos de sección rellena circular, así como la realización de análisis paramétricos.

En el presente apartado se expone el análisis paramétrico realizado sobre la influencia de la calidad de los materiales, en la carga axil última del pilar en situación de incendio.

Los datos de partida para la realización del análisis paramétrico son los siguientes:

Hormigón	Acero estructural	Acero de armaduras
$f_{ck} = 25 - 35 - 50 \text{ MPa}$	$f_{ak} = 235 - 275 - 355 \text{ MPa}$	$f_{sk} = 400 \text{ MPa}$
$\gamma_c = 1.5$	$\gamma_a = 1.0$	$\gamma_{M,fi.a} = 1.0$
$\gamma_{M,fi.c} = 1.0$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_{M,fi.s} = 1.0$

Sección	Longitud de pandeo	Tiempo de exposición al fuego
$d = 250 \text{ mm}$	$l_0 = 4.5 \text{ m}$	$t = 60 \text{ minutos}$
$t = 8 \text{ mm}$		
$r_s = 30 \text{ mm}$		
$n_{arm} = 6$		
$\Phi = 12 \text{ mm}$		

En la tabla 5 se muestran los resultados obtenidos para los datos geométricos y de los materiales indicados en los párrafos anteriores.

Tabla 5. Resultados de cargas últimas obtenidas para distintas calidades de hormigón y de acero estructural

f_{ck}	f_{ak}	$N_{u0} \text{ (MN)}$	$N_{ut} \text{ (MN)}$
HA-25	235	2.10	0.262
	275	2.28	0.272
	355	2.64	0.294
HA-37	235	2.35	0.319
	275	2.53	0.327
	355	2.87	0.35
HA-50	235	2.61	0.377
	275	2.78	0.384
	355	3.10	0.406

siendo:

- N_{u0} carga axil de pandeo a temperatura ambiente (20°C)
- N_{ut} carga axil de pandeo para $t = 60 \text{ min}$

En la figura 9 se muestra la variación de las cargas últimas axiales del pilar a temperatura ambiente (N_{u0}) y para un tiempo de exposición al fuego de 60 minutos (N_{ut}), en función de la calidad del acero estructural, para una resistencia característica del hormigón de 25 MPa.

Como se observa en la figura 9, un aumento de la calidad del acero estructural tiene un efecto poco notable sobre el

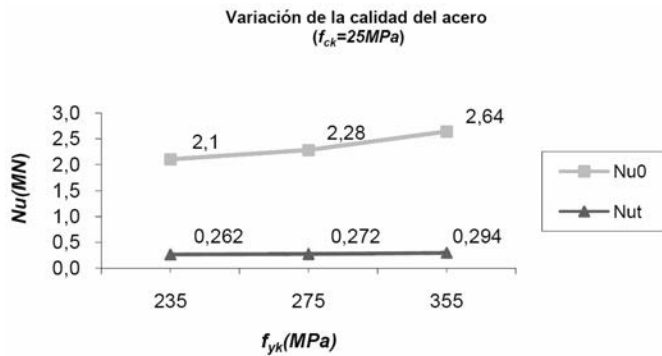


Figura 9. Valores de la carga última axil a temperatura ambiente y a temperatura elevada en función de la calidad del acero estructural.

aumento de la carga axil última del pilar a temperatura elevada (12.2% de aumento máximo), siendo mayor con respecto a la carga axil última a temperatura ambiente (25.7% de aumento máximo)

En cuanto al aumento de la calidad del hormigón para el caso de un pilar mixto de sección rellena, tiene una repercusión directa sobre el valor de la carga axil última. En la figura 10 se muestra la variación de la carga axil última del pilar con respecto a la calidad del hormigón, tanto para el caso de temperatura ambiente (N_{u0}) como para el de exposición al fuego (N_{ut}), para una resistencia del acero estructural de 275 MPa.

En este caso, tal y como se aprecia en la Figura 10, un aumento de la calidad del hormigón tiene un mayor efecto con respecto a la carga axil última del pilar a temperatura elevada (41.2% aumento máximo) que con respecto a temperatura ambiente (21.9% aumento máximo). La diferencia entre las pendientes de las curvas $N_u:f_{ck}$ (Figura 10) a temperatura ambiente y a temperatura elevada es menos acusada que en el caso de las curvas $N_u:f_{ak}$ (Figura 9).

8. CONCLUSIONES

Según se aprecia en las curvas simplificadas de temperatura obtenidas para un tiempo de exposición al fuego de 60 minutos, la temperatura en el centro del soporte disminuye cuando se trata de hormigones de mayor resistencia. Esto pone de manifiesto que hormigones más resistentes presentan una conductividad térmica menor. Este fenómeno se explica, pese a la disminución de porosidad de los hormigones más resistentes, por la influencia en la conductividad térmica de otros parámetros, en particular su contenido en cemento [8].

La disminución de la conductividad térmica expuesta en el apartado anterior, repercute también sobre las armaduras, ya que al aumentar la calidad del hormigón disminuirá la temperatura de las mismas y por tanto su coeficiente reductor de resistencia.

Así puede decirse, excepto en hormigones de alta resistencia, que el aumento de la calidad del hormigón en un pilar mixto de sección circular rellena mejora notablemente su resistencia al fuego. Se disminuye la temperatura media sobre la sección de hormigón, así como la temperatura de las armaduras interiores, por lo que la reducción de resistencia por temperatura de ambos materiales es menor.

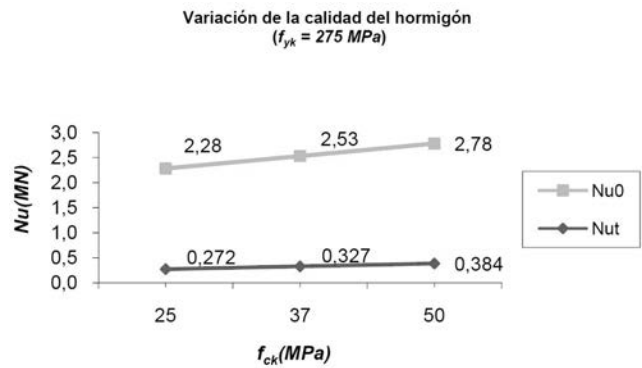


Figura 10. Valores de la carga última axil a temperatura ambiente y a temperatura elevada en función de la calidad del hormigón.

Se ha visto que un aumento en la calidad del acero estructural no tiene mucha influencia sobre la carga axil última del pilar en situación de incendio, siendo mucho más notable para la carga axil última a temperatura ambiente (figura 9). Esto es debido al peor comportamiento frente al fuego de las estructuras de acero con respecto a las de hormigón ($\lambda_c = 1.0$ W/m·K; $\lambda_a = 45$ W/m·K), además de no encontrarse el acero estructural protegido por el hormigón en este tipo de pilares. Por este motivo, los soportes de sección de acero estructural embebida en el hormigón presentarán un mejor comportamiento al fuego [7].

Por lo tanto, para pilares mixtos de sección rellena expuestos al fuego, es preferible aumentar la calidad del hormigón para conseguir un aumento más notable de la resistencia al fuego, lo cual es corroborado con los resultados obtenidos sobre la carga axil última a temperatura elevada (figura 10).

9. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Bazant, Z.P. and Kaplan, M. (1996). *Concrete at high temperatures*. Taylor & Francis.
- [2] Burón Maestro, M. y Vega Catalán, L. *Resistencia al fuego de estructuras de hormigón*. Hormigón y Acero. N° 241, 3er trimestre 2006. 107 – 109.
- [3] Calavera Ruiz, J. (2000). *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*. Intemac, Madrid.
- [4] Cifuentes, H. y Medina, F. (2001). *Análisis del comportamiento al fuego de estructuras mixtas*. Escuela Superior de Ingenieros, Universidad de Sevilla.
- [5] Dotreppe, J-C.; Franssen, J-M. and Vanderseypen, Y. *Calculation method for design of reinforced concrete columns under fire conditions*. ACI Structural Journal. Jan-Feb, 1999. 9 – 20.
- [6] EHE: *Instrucción de hormigón estructural*. Junio 1999. Ministerio de Fomento.
- [7] Eurocódigo 4: *Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero*. AENOR.
 - Parte 1-1: *Reglas generales y reglas para edificación* (ENV_1994-1-1).
 - Parte 1-2: *Reglas generales. Proyecto de Estructuras sometidas al fuego* (ENV_1994-1-2).

- [8] Fernández Cánovas, M. (1999). *Hormigón*. Servicio de Publicaciones del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.
- [9] Garrido Hernández, A. et al (2000). *La EHE explicada por sus autores*. Leynfor siglo XXI, Madrid.
- [10] Han, L-H.; Zhao, X-L.; Yang, Y-F. and FENA, J-B. *Experimental study and calculation of fire resistance of concrete-filled hollow steel columns*. Journal of Structural Engineering (ASCE). Jan, 2003. 68 – 78.
- [11] Han, L-H. and Huo, J-S. *Concrete-filled hollow structural steel columns after exposure to ISO-834 fire standard*. Journal of Structural Engineering (ASCE). Mar, 2003. 346 – 356.
- [12] Izquierdo Bernaldo de Quirós, J.M. (1996). *Cálculo de estructuras de hormigón frente al fuego*. INTEMAC, Madrid.
- [13] Kodur, V. K. R. *Design equations for evaluating fire resistance of SFRC-filled HSS columns*. Journal of Structural Engineering (ASCE). Jun, 1998. 671 – 677.
- [14] Lie, T. T. and Irwin, R. J. *Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete*. Journal of Structural Engineering (ASCE). May, 1995. 797 – 805.
- [15] Lie, T. T. *Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete*. Journal of Structural Engineering (ASCE). May, 1994. 1489 – 1509.
- [16] Lie, T. T. and Kodur, V. K. R. *Fire resistance of steel columns filled with bar-reinforced concrete*. Journal of Structural Engineering (ASCE). Jan, 1996. 30 – 36.
- [17] Martínez Calzón, J. y Ortiz Herrera, J. (1978). *Construcción mixta hormigón-acero*. Editorial Rueda.
- [18] Ortiz Herrera, J.; Villa Celino, J. y Llamazares de la Puente, E. (1989). *La seguridad de las estructuras de acero ante el incendio*. Publicaciones ENSIDESA.
- [19] Sidibé, K.; Duprat, F.; Pinglot, M. and Bourret, B. *Fire safety of reinforced concrete columns*. ACI Structural Journal. Jul-Aug, 2002. 642 – 647.
- [20] Tan, K. H. and Tang, C. Y. *Interaction formula for reinforced concrete columns in fire conditions*. ACI Structural Journal. Feb, 2004. 19 – 28.
- [21] Tan, K. H. and Yao, Y. *Fire resistance of reinforced concrete columns subjected to 1-, 2-, and 3- face heating*. Journal of Structural Engineering (ASCE). Nov, 2004. 1820 – 1828.

Estudio de la adherencia entre armaduras de materiales compuestos de matriz polimérica (FRP) y hormigón

Study of bond behaviour between FRP bars and concrete

Marta Baena Muñoz⁽¹⁾, Lluís Torres Llinàs⁽²⁾
Albert Turon Travesa⁽³⁾, Cristina Barris Peña⁽⁴⁾

Recepción / Received: 13/03/2008
Aceptado / Accepted: 30/05/2008

RESUMEN

En este artículo se presentan los resultados del estudio del comportamiento adherente de barras de materiales compuestos de matriz polímero (FRP), con fibras de vidrio (GFRP) y con fibras de carbono (CFRP), como armadura de hormigón. Se realizan un total de 91 ensayos según las normas ACI 440.3R-04 y CSA S806-02. Los parámetros considerados en los ensayos son la resistencia del hormigón, el acabado superficial, el tipo de fibra y el diámetro de la barra. Los resultados dan una estimación de la capacidad de adherencia para diferentes tipos de hormigón y armaduras. La diferencia en las propiedades y en el comportamiento adherente se traduce en una respuesta adherencia-deslizamiento distinta.

Palabras clave: adherencia-deslizamiento, hormigón armado, materiales compuestos, ensayo de pull-out, acabado superficial.

SUMMARY

The results of the study on the bond behaviour between concrete and Glass-Fibre Reinforced Polymer bars (GFRP) and Carbon-Fibre Reinforced Polymer (CFRP) are presented in this paper. The 91 pull-out concrete cube specimens were prepared according to ACI 440.3R-04 and CSA S806-02. Concrete strength, rebar surface, type of fibre and rebar diameter were the parameter considered in this study. Results from the tests give an estimation of the bond performance when different concrete and reinforcement types are considered. Differences in properties and bond behaviour are reflected in different bond-slip curves response.

Keywords: bond-slip, reinforced concrete, composite materials, pull-out test, rebar surface.

⁽¹⁾ Ingeniera Industrial – Becaria de doctorado, Universidad de Girona.

⁽²⁾ Dr. Ingeniero Industrial – Profesor Titular, Universidad de Girona.

⁽³⁾ Dr. Ingeniero Industrial – Profesor Lector, Universidad de Girona.

⁽⁴⁾ Ingeniera Industrial – Profesora Colaboradora, Universidad de Girona.

Persona de contacto / Corresponding author : marta.baena@udg.edu

1. INTRODUCCIÓN

El uso de barras de materiales compuestos de matriz polímero, en inglés Fiber Reinforced Polymer, (en adelante FRP) se presenta como una alternativa para evitar los posibles problemas de durabilidad por efecto de la corrosión que muestran las armaduras convencionales de acero, así como posibles problemas relacionados con su comportamiento frente a campos magnéticos en casos especiales. Los principales condicionantes para el uso de elementos de hormigón reforzado con FRP han sido la ausencia de criterios de diseño en los códigos y la falta de estandarización en las propiedades y formatos de las barras. Un primer paso en la creación de estos códigos de diseño es la determinación de las propiedades adherentes de las diferentes barras comerciales aún no estandarizadas, ya que éstas influyen en el mecanismo de transferencia de carga entre el refuerzo y el hormigón.

El ensayo de pull-out ha sido ampliamente utilizado en la determinación de las propiedades adherentes en el caso de hormigón armado con barras de acero. Aunque las tensiones que se generan en el hormigón durante el ensayo difieren de las que experimentan los elementos de hormigón armado, este ensayo es aceptado porque se presenta como una alternativa económica y sencilla en la evaluación de la adherencia de las barras de refuerzo. El ensayo de pull-out con barras de FRP permite caracterizar el comportamiento de la interfaz entre la barra de refuerzo y el hormigón, obteniendo la curva tensión de adherencia-deslizamiento de los extremos cargado y libre de la barra solicitada a tracción.

La falta de estandarización en los materiales utilizados y los diferentes acabados superficiales provocan la activación de diferentes mecanismos de transferencia de carga por adherencia entre las barras de FRP y el hormigón. La forma de la barra y el tipo de hormigón tienen también influencia en el comportamiento adherente [1]. Según Kanakubo *et al.* [2] el mecanismo activo en el caso de barras con un acabado con nervaduras fue el de resistencia mecánica, mientras que en el caso de barras lisas formadas por un haz de fibras enrolladas el mecanismo activo fue el de resistencia por fricción. Larralde y Silva [3] concluyeron que los mecanismos de transferencia por adhesión y fricción fueron los componentes principales de la adherencia de barras de FRP con un acabado de hendidura en forma de espiral. Estos resultados se confirmaron en el estudio de Benmokrane *et al.* [4]. En el estudio de Makitani *et al.* [5] se observó que el acabado superficial arenoso produce un incremento en la adherencia por adhesión, experimentando al mismo tiempo una ruptura frágil de la adherencia debido al fallo en la interfaz barra-recubrimiento superficial arenoso. Este comportamiento frágil también ha sido observado por Itoh *et al.* [6].

El proyecto EUROCRETE realizó un amplio estudio sobre el comportamiento adherente entre barras de FRP y hormigón, centrándose en algunos de los parámetros influyentes como la tipología y la sección transversal de la barra o la longitud de adherencia entre refuerzo y hormigón. Estos resultados se pueden encontrar en Achillides [7]. De los resultados obtenidos en este proyecto, los autores indicaron que el comportamiento adherente entre hormigón y barras de FRP difiere del experimentado entre hormigón y refuerzo de acero, ya que este último depende únicamente de la resistencia del hor-

migón, mientras que la adherencia entre barras FRP y hormigón muestra dependencias adicionales, también indicadas por Tefers [8]. Chaallal y Benmokrane [9] encontraron dependencias con la resistencia a cortante interlaminar justo por debajo de la capa rica en resina de la barra para el caso de barras de GFRP con acabado superficial de nervadura ligeramente marcada, mientras que en el caso de barras lisas Nanni *et al.* [10] indicaron una escasa influencia de las propiedades mecánicas del hormigón, centrándose en una adherencia dependiente únicamente de la tipología de fibras y matriz.

El efecto que la presión de confinamiento ejerce sobre el comportamiento adherente entre la barra de refuerzo de FRP y el hormigón colindante ha sido estudiado por Malvar [11], encontrándose una gran dependencia entre la tensión de adherencia y la presión de confinamiento, tanto para barras con nervaduras ligeramente marcadas como para barras con nervaduras profundas.

Estudios centrados en el efecto del diámetro de la barra sobre la tensión de adherencia [4,7,10] confirmaron que, al igual que en el caso de las barras de refuerzo de acero, la resistencia adherente media de las barras de FRP incrementa cuando se reduce el diámetro de la barra.

En este artículo se presentan y analizan los resultados de 91 ensayos de pull-out, realizados según ACI 440.3R-04 [12] y CSA S806-02 [13]. Estos ensayos permiten el estudio de la influencia sobre la adherencia de diversos factores como acabado superficial de las barras, tipo de fibra, diámetro de la barra y resistencia a compresión del hormigón. La diferencia en la ejecución de la adherencia para cada tipología de barra afecta la curva tensión de adherencia-deslizamiento.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1. Materiales

2.1.1. Hormigón

Con el fin de analizar la influencia de la resistencia a compresión del hormigón sobre la resistencia de adherencia, en este programa de ensayos se utilizaron dos hormigones, C1 y C2, con valores medios de resistencia a compresión de 28.63 MPa (coeficiente de variación de 6.12%) y 52.19 MPa (coeficiente de variación de 6.62%) respectivamente. La composición de estos dos hormigones preparados en el mismo laboratorio se muestra en la Tabla 1.

2.1.2. Barras de refuerzo

El estudio de la adherencia se realizó con diferentes barras, utilizando barras de acero y barras de fibra de vidrio y carbono, en inglés Glass Fiber Reinforced Polymer y Carbon Fiber Reinforced Polymer (en adelante GFRP y CFRP respectivamente). La Figura 1 muestra cuál es el acabado superficial para cada barra considerada. La referencia nominal del diámetro de la barra se realiza en mm o en octavos de pulgada según su lugar de procedencia. La presentación de los resultados se realiza en referencia al diámetro nominal de las barras,

Tabla 1. Composición y características del hormigón

Dosificación hormigón C1		Dosificación hormigón C2	
Componente	kg/m ³	Componente	kg/m ³
Agua	200	Agua	171.5
Cemento 42.5	325	Cemento 52.5	380
Áridos finos	875	Áridos finos	843
Áridos gruesos	878	Áridos gruesos	943
Aditivo polifuncional Rheobuild 570	2.6	Superplastificante Glenium ACE 325	4.6

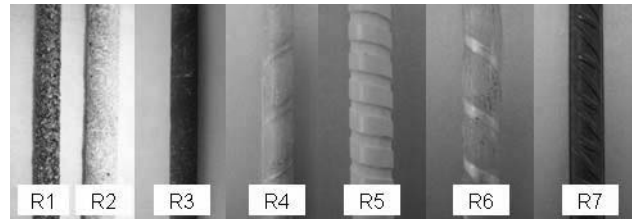


Figura 1. Acabado superficial y características de las barras (R1-R7).

pero cualquier cálculo necesario se ha realizado con el diámetro experimental obtenido en los ensayos realizados según ACI 440.3R-04 [12] y CSA S806-02 [13].

En la Tabla 2 se muestran las propiedades geométricas y mecánicas de las barras así como el área transversal medida en laboratorio y las diferentes estrategias de mejora de la adherencia.

Tabla 2. Propiedades geométricas y mecánicas de las barras

Nombre	Fibra / Resina	Diámetro nominal ^a		Diámetro experimental (mm) ^b	Características de la superficie			Tensión rotura (MPa) ^d	Módulo elástico (GPa) ^d	
		(mm)	(1/8 pulgada)		Acabado superficial ^c	Espaciado (mm)	Altura (mm)			
R1	Carbono / viniléster		⌘	10.65	AA	-	-	1536	128	
			#	13.43				-	-	
R2	Vidrio / viniléster		⌘	10.22	AA	-	-	778	45	
			#	14.13				782	46	
			⌘	16.44				803	42	
R3	Carbono / epoxi		⌘	19.55	ST	-	-	2068	124	
			#	9.05				12.53		
R4	Vidrio / viniléster		⌘	9.28	AA, NEH	22.75	0.47	760	40.8	
			#	13.73				21.66		690
			⌘	16.11				19.60		655
			⌘	19.14				17.35		620
R5	Vidrio / viniléster uretano	8	8.55	AN	5.40	0.40	1000	60		
		12	13.72		5.32	0.65				
		16	17.25		4.75	0.94				
R6	Vidrio / poliéster	8	7.07	NEH	18.39	1.38	689	46		
		12	12.35		16.02	1.09				
		16	17.36		16.13	0.84				
		19	21.25		16.42	1.03				
R7	Acero	10	10.00	-	-	-	550	210		
		12	12.00							
		16	16.00							
		20	20.00							

^a unidades dependientes del lugar de fabricación.

^b según ensayo ACI 440.3R-04 (para barras FRP) y estandarizado (para barras acero).

^c AA=acabado arenoso; ST=superficie texturizada; NEH= nervadura con envoltura helicoidal y AN=acabado con nervaduras.

^d especificaciones del fabricante.

2.2. Descripción de las probetas

Las barras de FRP tienen poca resistencia transversal. Para evitar el daño de las fibras y prevenir el fallo de éstas en la zona de anclaje, las barras no pueden ser ensayadas a tracción con el mismo sistema de anclaje que se utiliza en el caso de barras de acero. Es por ello que existió una fase previa de acondicionamiento de las barras; en esta fase se adaptó un sistema especial de protección al extremo que durante el ensayo actuó como extremo cargado. En el otro extremo, el que actuó como extremo libre, las barras fueron marcadas de manera que la longitud de adherencia, correspondiente a 5 diámetros de barra, quedase situada en el extremo inferior del cubo de hormigón. En el resto de la barra se previno el contacto con el hormigón mediante una protección tubular de plástico. Para la obtención de la probeta final se utilizó un molde cúbico de 200mm de lado. La barra, previamente condicionada, se colocó en el centro del cubo y a continuación se vertió el hormigón, con especial atención para no perder la verticalidad de la barra. El hormigón fue vibrado y se aseguró un acabado superficial lo más homogéneo posible que evitara lecturas erróneas durante el ensayo. Finalmente, las probetas fueron transferidas a la cámara de curado hasta el día siguiente, que fueron desmoldadas, marcadas y transferidas nuevamente a la cámara, a una temperatura de $20\pm 2^\circ\text{C}$ y una humedad relativa del 95%.

2.3. Instrumentación

El esquema de ensayo de pull-out se muestra en la Figura 2. Los ensayos se realizaron con una máquina de ensayo servo hidráulica con una capacidad de 600kN, y se ejecutaron mediante control de desplazamiento, de manera que se pudo registrar el comportamiento post-pico. La velocidad de aplicación de la carga fue de 0.02 mm/s. La carga se registró mediante la célula de carga electrónica de la máquina de ensayo. El deslizamiento del extremo cargado se registró con tres transductores de desplazamiento (LVDTs), dispuestos a 120° y sujetos al extremo cargado de la barra manteniendo contacto con la cara superior del hormigón; un cuarto transductor se utilizó para medir el deslizamiento del extremo libre. Los datos obtenidos por la célula de carga y los transductores fueron registrados mediante un sistema automático de adquisición de datos.



Figura 2. Montaje del ensayo de pull-out.

2.4. Análisis de los datos experimentales

Los datos experimentales que se registraron durante los ensayos se utilizaron para reproducir la relación tensión de adherencia media-deslizamiento para cada probeta. La tensión de adherencia media se calculó según la ecuación:

$$\tau = \frac{P}{\pi d_b l_b} \quad (1)$$

donde τ_{av} es la tensión de adherencia media (MPa), P es la carga aplicada (N), d_b es el diámetro efectivo de la barra (mm), y l_b es la longitud de adherencia (mm).

El deslizamiento del extremo libre (s_{el}) se obtuvo directamente de la lectura del transductor de desplazamiento inferior. Los transductores superiores registran tanto el deslizamiento del extremo cargado de la barra como la elongación experimentada por la barra debido a la tracción aplicada. Es por ello que el deslizamiento del extremo cargado (s_{ec}) se obtuvo de la diferencia entre el deslizamiento medio registrado (s_t) y la corrección de deslizamiento (s_c), según la ecuación:

$$s_{ec} = s_t - s_c \quad (2)$$

La corrección de deslizamiento corresponde a la elongación de la parte de barra situada entre el extremo cargado y el punto de acoplamiento de los tres transductores de desplazamiento. La corrección de deslizamiento s_c se obtiene mediante la ecuación:

$$s_c = \frac{PL}{EA} \quad (3)$$

donde P es la carga aplicada (N), L es la longitud entre el límite superior de la longitud de adherencia y el punto de acoplamiento de los transductores (mm), E es el módulo de elasticidad de la barra (MPa), y A es el área transversal efectiva de la barra (mm^2).

Para considerar el efecto de la resistencia a compresión del hormigón se definió la resistencia de adherencia normalizada τ_{max}^* , calculada según la ecuación:

$$\tau_{max}^* = \frac{\tau_{max}}{\sqrt{f_c}} \quad (4)$$

donde τ_{max} es la resistencia de adherencia (MPa) y f_c es la resistencia a compresión experimental de las muestras de control recogidas en cada amasada de hormigón (MPa).

3. PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

En este apartado se presentan y analizan los resultados de 91 ensayos de pull-out realizados según ACI 440.3R-04 [12] y CSA S806-02 [13]. El análisis de los resultados se realiza en relación a diferentes tipologías de barras FRP, considerando igualmente barras de acero, y a diferentes parámetros influyentes en la adherencia, como son el acabado superficial, la

tipología de fibras, el diámetro de la barra y la resistencia del hormigón.

La nomenclatura empleada permite distinguir las características de las probetas ensayadas. Inicialmente se indica la tipología de barra, distinguiendo desde R1 hasta R7; a continuación se indica el diámetro de la barra, expresado en mm cuando la dimensión no se encuentre precedida de ningún carácter o en octavos de pulgada en caso de encontrar el símbolo # pre-

cediendo a la dimensión; finalmente se indica la serie a la que pertenece la probeta, distinguiendo entre C1 y C2 según el hormigón considerado. Por ejemplo, R3-#5-C2 corresponde a una probeta realizada con una barra del tipo R3 y diámetro nominal 5/8 de pulgada embebida en hormigón tipo C2, con un valor medio de resistencia a compresión de 52.19 MPa.

Las Tablas 3 y 4 presentan los resultados experimentales (valor medio y desviación estándar) para las series de ensayos

Tabla 3. Resultados experimentales para probetas con hormigón tipo C1

Probeta ^a	Resistencia de adherencia ^b τ_{max} (MPa)	Resistencia adherencia normalizada ^b τ_{max}^* (MPa)	Deslizamiento extremo cargado ^b $s_{m,ec}$ (mm)	Deslizamiento extremo libre ^b $s_{m,el}$ (mm)	Modo de fallo ^c
R1-#	17.909 (4.043)	3.297 (0.679)	1.219 (0.195)	0.267 (0.129)	PO
R1-#4	13.498 (0.895)	2.560 (0.261)	0.716 (0.023)	0.158 (0.018)	PO
R2-#4	11.200 (0.202)	2.168 (0.039)	1.992 (0.084)	0.251 (0.013)	PO
R2-#5	12.099 (0.099)	2.308 (0.029)	1.246 (0.053)	0.203 (0.008)	PO
R3-#3	13.137 (5.423)	2.420 (0.867)	0.493 (0.035)	0.049 (0.006)	PO
R3-#4	7.213 (1.628)	1.295 (0.284)	0.406 (0.047)	0.162 (0.007)	PO
R4-#4	9.838 (0.071)	1.823 (0.024)	6.538 (0.815)	4.609 (0.593)	PO
R4-#5	11.356 (1.243)	2.106 (0.274)	5.356 (2.472)	3.427 (2.150)	PO
R5-8	12.494 (0.368)	2.294 (0.068)	1.344 (0.009)	0.312 (0.057)	PO
R5-12	8.786 (0.428)	1.655 (0.126)	1.137 (0.062)	0.266 (0.034)	PO
R5-16	10.771 (1.311)	2.077 (0.266)	1.037 (0.350)	0.331 (0.005)	PO
R6-8	17.137 (3.229)	3.164 (0.596)	4.903 ^d	3.345 ^d	PO
R6-12	16.643 (1.146)	3.056 (0.234)	7.501 (1.706)	3.360 (1.030)	PO
R7-12	14.065 (2.147)	2.625 (0.265)	1.935 (0.969)	1.530 (0.786)	PO
R7-16	15.228 (2.731)	2.851 (0.424)	1.622 (0.074)	1.331 (0.026)	PO

^a TB-D: TB=tipo de barra; D=diámetro. ^b valor medio y desviación estándar. ^c PO=pull-out; FL=fisuración longitudinal del hormigón; P=pelado de la cobertura de la barra. ^d se dispone únicamente de un registro

Tabla 4. Resultados experimentales para probetas con hormigón tipo C2

Probeta ^a	Resistencia de adherencia ^b τ_{max} (MPa)	Resistencia adherencia normalizada ^b τ_{max}^* (MPa)	Deslizamiento extremo cargado ^b $s_{m,ec}$ (mm)	Deslizamiento extremo libre ^b $s_{m,el}$ (mm)	Modo de fallo ^c
R1-#3	26.785 (2.818)	3.614 (0.380)	1.267 (0.4959)	0.179 (0.046)	P
R1-#4	19.929 (0.641)	2.689 (0.087)	0.905 (0.253)	0.076 (0.034)	P
R2-#3	16.310 (1.027)	2.235 (0.145)	1.955 (0.034)	0.056 (0.028)	P
R2-#4	15.758 (0.901)	2.160 (0.127)	1.909 (0.133)	0.079 (0.037)	P
R2-#5	22.133 (0.528)	3.033 (0.066)	2.062 (0.294)	0.268 (0.037)	P
R2-#6	15.265 (0.642)	2.092 (0.089)	1.533 (0.444)	0.058 (0.004)	P
R3-#3	12.556 (2.967)	1.694 (0.400)	5.707 (4.869)	4.916 (4.395)	PO
R3-#4	12.162 (0.807)	1.641 (0.109)	4.888 (3.668)	4.143 (3.568)	PO
R4-#3	21.808 (1.112)	3.020 (0.221)	2.477 (0.195)	0.264 (0.047)	PO
R4-#4	16.983 (1.497)	2.381 (0.208)	2.307 (0.206)	0.451 (0.146)	PO
R4-#5	17.362 (0.553)	2.467 (0.079)	6.360 (2.146)	5.411 (0.500)	PO
R4-#6	14.652 (0.368)	2.000 (0.050)	4.987 (0.511)	3.565 (0.165)	PO
R5-8	17.047 (0.920)	2.333 (0.036)	1.732 (0.168)	0.234 (0.040)	PO
R5-12	15.147 (0.857)	2.073 (0.038)	1.422 (0.043)	0.205 (0.080)	PO
R5-16	15.564 (0.136)	2.057 (0.042)	1.163 (0.049)	0.303 (0.059)	PO
R6-8	27.962 (2.421)	4.076 (0.300)	6.362 (0.048)	3.062 (0.457)	PO
R6-12	25.912 (1.762)	3.744 (0.255)	7.243 (1.660)	3.474 (0.839)	PO
R6-16	20.593 (1.472)	3.002 (0.175)	7.976 (1.819)	4.323 (1.774)	FL
R6-19	16.441 (0.639)	2.420 (0.094)	4.931 (0.922)	3.125 (0.586)	FL
R7-10	29.095 (1.076)	4.125 (0.166)	5.784 ^d	0.783 ^d	PO
R7-12	28.986 (0.093)	4.100 (0.013)	7.229 (1.860)	1.092 (0.409)	PO
R7-16	26.257 (1.208)	3.564 (0.015)	1.633	1.209 (0.028)	PO
R7-20	18.492 (5.445)	2.629 (0.775)	-	-	FL

^a TB-D: TB=tipo de barra; D=diámetro. ^b valor medio y desviación estándar. ^c PO=pull-out; FL=fisuración longitudinal del hormigón; P=pelado de la cobertura de la barra. ^d se dispone únicamente de un registro.

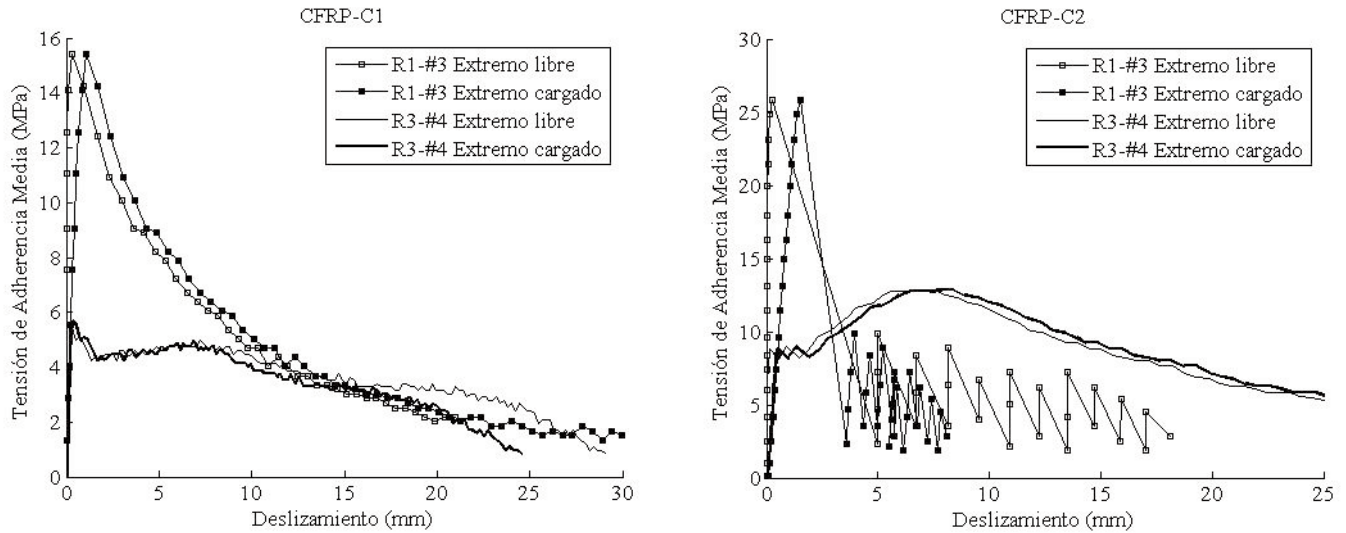


Figura 3. Curvas tensión de adherencia media-deslizamiento para probetas con CFRP y hormigón tipo. a) C1; b) C2.

realizados con hormigón tipo C1 y C2 respectivamente. Ambas tablas incluyen resistencias de adherencia (τ_{max}), resistencias de adherencia normalizadas (τ_{max}^*), deslizamientos de los extremos cargado y libre correspondientes al punto de máxima adherencia (s_{mec} y $s_{m,el}$ respectivamente) y modo de fallo de las probetas.

3.1. Relación tensión de adherencia media-deslizamiento

La relación tensión de adherencia media-deslizamiento se caracteriza por un primer tramo ascendente en el que la tensión de adherencia incrementa registrando pequeños incrementos del deslizamiento. Una vez se alcanza la tensión máxima de adherencia se inicia un segundo tramo descendente en el que a medida que se incrementa el deslizamiento disminuye la capacidad adherente, hasta llegar al inicio del tercer tramo correspondiente a la activación de la adherencia residual, manteniendo un valor de tensión más o menos constante. La resistencia adherente se atribuye a tres mecanismos de transferencia: resistencia mecánica (para barras con un acaba-

do con nervaduras y/o con una nervadura profundamente marcada), adhesión y fricción entre la barra y el hormigón. Una vez se pierde la resistencia adhesiva, la fricción va disminuyendo a medida que la barra continua siendo traccionada, como consecuencia del daño cada vez mayor de la superficie de contacto.

Las Figuras 3-5 muestran las curvas de tensión de adherencia media-deslizamiento obtenidas a partir de los resultados experimentales. Las probetas en las que se utilizó hormigón C1 y barras con un acabado superficial arenoso (R1 y R2) muestran un descenso progresivo de la tensión de adherencia una vez superada la resistencia de adherencia máxima, independientemente de la fibra utilizada en la barra (Figs. 3a y 4a). Los resultados de las probetas con esta misma tipología de barra en hormigón C2 (Figs. 3b y 4b) muestran como el acabado superficial arenoso contribuye a un incremento en la adherencia química, tal y como indicaron [9,10], con un fallo de la adherencia frágil debido al fallo abrupto de la interfaz entre la barra y la propia cobertura arenosa, coincidiendo esto con lo indicado en [6]. El comportamiento adherente de esta

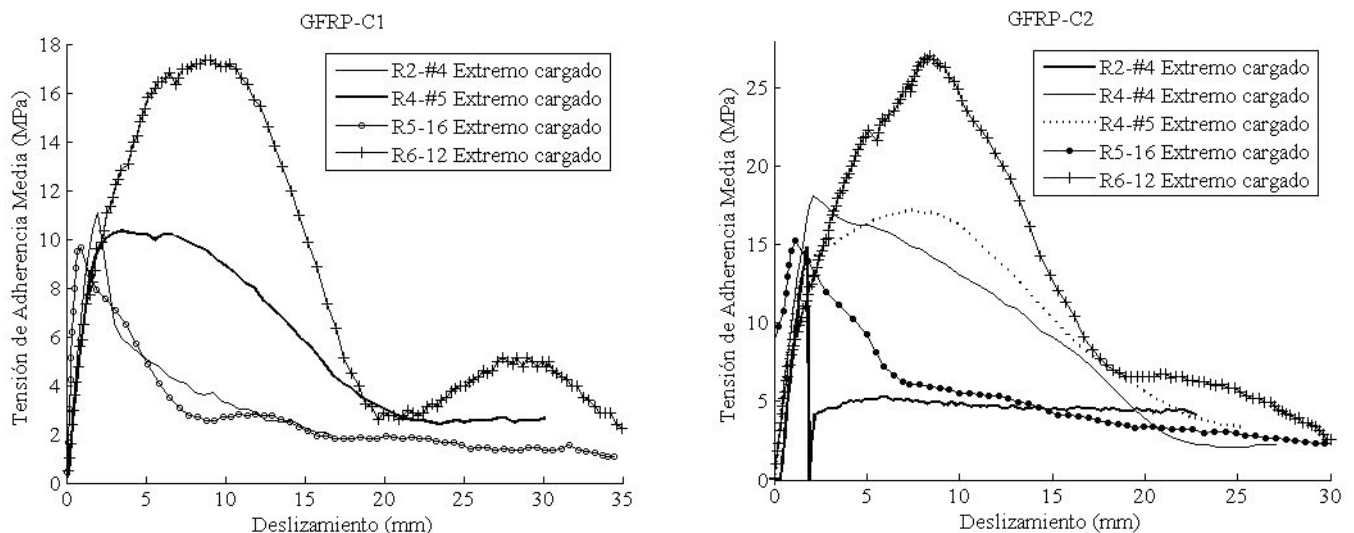


Figura 4. Curvas tensión de adherencia media-deslizamiento para probetas con GFRP y hormigón tipo. a) C1; b) C2.

tipología de barras se encuentra entonces relacionado con la resistencia a cortante de la interfaz entre la barra y su recubrimiento superficial.

Las barras de CFRP con superficie texturizada (barras R3) muestran un acabado superficial muy liso, con lo que la resistencia de adherencia se encuentra principalmente basada en la adhesión química y las fuerzas de fricción. La relación de tensión de adherencia-deslizamiento (Figs. 3a y 3b) muestra dos picos diferenciados con independencia del hormigón utilizado, correspondiente el primero de ellos a la máxima adherencia química local y el segundo a la máxima fuerza de fricción. El estudio realizado por [14] obtuvo el mismo comportamiento con doble pico.

Las probetas correspondientes a barras GFRP con unas nervaduras ligeramente marcadas por una hélice que envuelve la barra longitudinalmente y una ligera cobertura arenosa (R4) embebidas en hormigón tipo C2 muestran comportamientos adherentes diferentes en función del diámetro analizado (Fig. 4b). La resistencia de adherencia para barras con diámetro #3 y #4 es controlada por la adherencia química, mientras que en el caso de barras de diámetro #5 y #6 la fricción y la resistencia mecánica dominan el comportamiento adherente. Esta diferencia en la activación de diferentes mecanismos de transferencia se encuentra relacionada con la diferencia existente entre los acabados superficiales de las barras (Tabla 2), ya que la altura de las nervaduras es igual para todos los diámetros considerados pero la distancia entre nervaduras varía de un diámetro a otro.

Para el caso de barras de GFRP con un acabado con nervaduras (R5) o con nervaduras profundamente marcadas por una envoltura helicoidal (R6) el tramo descendente de la relación tensión de adherencia media-deslizamiento se ve afectado por un movimiento ondulatorio (Fig. 4a) producido por el reenganche mecánico de la propia nervadura, ya que el periodo de oscilación se corresponde aproximadamente con la distancia entre nervaduras de la propia barra (Tabla 2). En las probetas correspondientes a estas mismas barras embebidas en hormigón de tipo C2 la amplitud de esta ondulación se ve reducida (Fig. 4b).

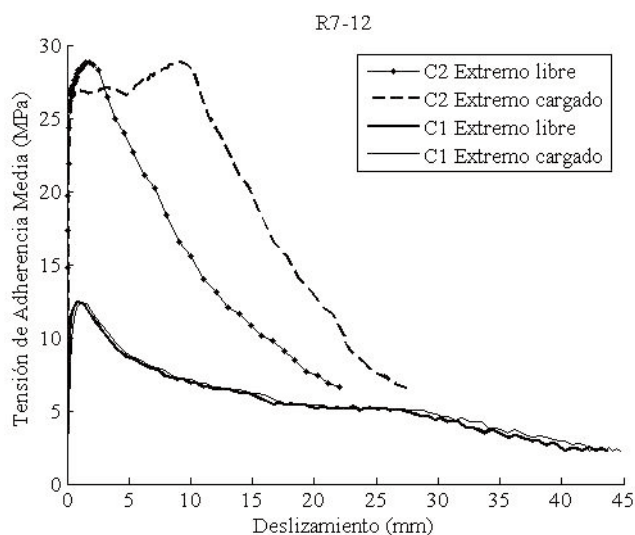


Figura 5. Curvas tensión de adherencia media-deslizamiento para probetas con acero.

La relación de tensión de adherencia media-deslizamiento para probetas con barras de acero (R7) se muestra en la Fig. 5. En el caso de barras de acero con diámetro nominal de 10 y 12mm embebidas en hormigón tipo C2 la capacidad de adherencia es superior que la capacidad de las barras; esto se ve reflejado en la existencia de una zona plana en las curvas experimentales debido a la fluencia de la barra.

De la comparación entre los comportamientos adherentes de las distintas barras de estudio consideradas (GFRP, CFRP y acero) se observa como, para probetas con hormigón C1 y barras tipo R4, R5 y R6, el valor de deslizamiento que marca el inicio del tramo de adherencia residual se corresponde con la distancia entre deformaciones superficiales de la barra medida en laboratorio (Tabla 2), coincidiendo esto con lo indicado en CEB-FIP Model Code 90 [15] para el caso de barras de acero.

3.2. Rigidez inicial

Debido a la diferencia de módulos de elasticidad de las diferentes fibras consideradas en este estudio, las barras de GFRP experimentan mayores deslizamientos para un mismo nivel de carga que las barras de CFRP. En la Figura 6 se muestra el tramo ascendente de las curvas tensión de adherencia media-deslizamiento correspondiente a las probetas con barras con acabado superficial arenoso (R1 y R2) y barras de acero (R7) embebidas tanto en hormigón C1 como C2. Para el caso de barras de FRP el deslizamiento del extremo cargado se inicia desde la aplicación inicial de la carga, mientras que para el caso de barras de acero el deslizamiento se mantiene casi nulo hasta alcanzar valores de tracción elevados.

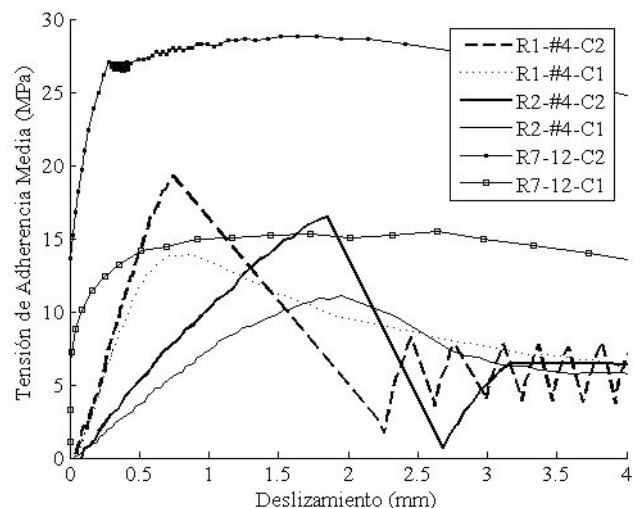


Figura 6. Rigidez inicial para probetas con barras R1, R2 y R7 según hormigón C1 o C2.

Al cambiar la tipología de hormigón utilizado de C1 a C2, y producirse por tanto un aumento en las propiedades mecánicas del mismo, se observan efectos básicamente sobre la rigidez inicial de las curvas de tensión de adherencia media-deslizamiento de las probetas con barras de GFRP, que presentan un módulo elástico menor que las de acero o las de CFRP. Esto se explica por la interacción entre la deformabilidad de los distintos tipos de barra empleados con el aumento de las propiedades del hormigón.

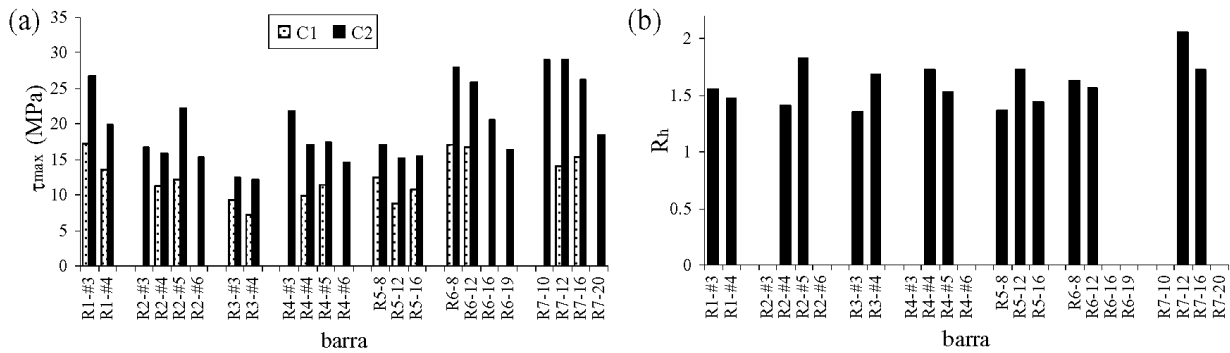


Figura 7. a) Resistencia de adherencia según hormigón C1 o C2; b) Ratio de incremento de la resistencia de adherencia por cambio de hormigón.

3.3. Dependencias de la resistencia de adherencia

3.3.1. Efecto del acabado superficial

Los diferentes acabados superficiales considerados en las barras de este estudio (ver Figura 1 y Tabla 2) activan diferentes mecanismos de transferencia. Para el caso de barras CFRP, los resultados experimentales muestran que las barras con acabado superficial arenoso (R1) desarrollan resistencias de adherencia superiores que las barras con superficie texturizada (R3), con independencia del hormigón utilizado (Fig. 7a).

Los resultados experimentales obtenidos para las barras de GFRP no permiten definir una tendencia global (Fig. 7a). No obstante, las barras con nervaduras profundamente marcadas por una envoltura helicoidal (R6) obtienen resistencias de adherencia superiores que se atribuyen a una mayor altura de las nervaduras (Tabla 2). Las probetas con barras del tipo R6 de diámetros nominales de 16 y 19mm embebidas en hormigón tipo C2 tienen un modo de fallo por fisuración longitudinal de la probeta de hormigón, lo que indica que el acabado superficial de estas barras provoca tensiones elevadas en el hormigón. Debido a este fenómeno, la resistencia de adherencia registrada para este tipo de barras es menor.

De los resultados experimentales se demuestra que el acabado superficial es un factor importante a la hora de determinar la adherencia entre la barra de refuerzo y el hormigón, pudiendo obtener valores similares de resistencias de adherencia dependiendo del diseño del acabado superficial del refuerzo.

3.3.2. Efecto de la resistencia del hormigón

De los resultados obtenidos en el proyecto EUROCRETE se indicó que para hormigones con resistencia de compresión superior a 30MPa aproximadamente, la interfaz donde se produjo el fallo de la adherencia se situó en la superficie de la barra. En consecuencia, la resistencia adherente de estas probetas no se vio afectada por la resistencia del hormigón, sino que mostró mayores dependencias con las propiedades de la barra. Para probetas con hormigones de menor resistencia (alrededor de unos 15MPa) se produjo un cambio en el modo de fallo y éste tuvo lugar en la interfaz de la matriz de hormigón. En este caso, la resistencia de adherencia se encontró relacionada con la resistencia del hormigón y no con las características de la barra.

Los hormigones utilizados en este estudio no tuvieron unas resistencias suficientemente bajas como para provocar el fallo

por daño únicamente en el hormigón; aún así, la tendencia anteriormente citada se ve confirmada con los resultados experimentales obtenidos, ya que para hormigones con resistencias bajas (serie C1) se encuentra menos daño en la superficie de la barra que en la del hormigón y viceversa. Los resultados experimentales muestran como se produce un cambio en las resistencias de adherencia debido al cambio en la resistencia del hormigón del tipo C1 (resistencia media de 28.63MPa) al tipo C2 (resistencia media de 52.19 MPa). El ratio de incremento de la adherencia por cambio de hormigón R_h , definido como el cociente entre la tensión de adherencia obtenida con una probeta de hormigón tipo C2 y la tensión de adherencia obtenida con una probeta de hormigón tipo C1, se ve afectado por la tipología de barra, obteniendo valores comprendidos en el rango de 1.3÷2.1 (Fig. 7b).

3.3.3. Efecto del diámetro de la barra

La tendencia ya confirmada por otros autores [4,7,8,10], que indica una disminución en la tensión de adherencia con el incremento del diámetro de barra utilizada, se confirma por los resultados experimentales de las probetas de la serie de hormigón C2 (Fig. 7a). Esta reducción se mostró más suave para el caso de barras con acabado con nervadura (R5).

Existen diversos factores que explicarían esta reducción. En los ensayos realizados se mantuvo una longitud de adherencia de $5d_b$, siendo d_b el diámetro de la barra, y esto significa que a medida que se incrementa el diámetro de la barra se está incrementando la longitud de adherencia (en términos de valores absolutos). La distribución de la adherencia entre la barra de refuerzo y el hormigón se produce de manera no lineal sobre toda la longitud adherente, y es por ello que diámetros mayores provocan menores tensiones de adherencia medias [7]. Una posible segunda influencia puede ser debida al efecto de Poisson, al producirse mayores reducciones en la dimensión transversal para diámetros superiores. Como tercera influencia encontraríamos lo que se conoce como efecto "shear lag" [16]; las barras de FRP muestran una baja rigidez a cortante en su dirección axial, lo que provoca un movimiento relativo entre las fibras del núcleo de la barra y las fibras superficiales resultando en una distribución no uniforme de la tensión normal de la sección transversal de la barra. Como resultado de la aplicación de la Ecuación 1, la tensión de adherencia media calculada no tiene en cuenta esta distribución no uniforme.

4. CONCLUSIONES

Del estudio experimental de la adherencia de barras FRP embebidas en dos hormigones con diferentes resistencias a compresión se deduce que, a diferencia de lo definido para barras de acero, la adherencia depende de diversos factores como pueden ser la tipología de fibra y resina utilizadas, el acabado superficial para la mejora de la adherencia o el diámetro de la barra. Como consecuencia de la diferencia en el módulo de elasticidad, la rigidez inicial de la curva de tensión de adherencia media-deslizamiento muestra una dependencia con la tipología de barra utilizada, produciéndose mayores deslizamientos en las probetas con barras GFRP. Adicionalmente, las barras de acero experimentan elevados valores de tensión en el tramo inicial sin registrar deslizamiento alguno, mientras que las barras de FRP presentan deslizamiento desde el principio de aplicación de la carga.

Para el estudio de los parámetros que afectan la adherencia existe una dispersión de datos experimentales que remarca la necesidad de mejora de los controles de calidad de los procesos de producción de las barras, ya que la determinación de la mejor configuración, tanto de material como de acabado superficial, necesita de una similitud de propiedades entre dos barras de la misma configuración.

Se observa similitud en las resistencias de adherencia obtenidas en el caso de barras CFRP y GFRP, que se muestran a la vez inferiores a las obtenidas con barras de acero. De entre los acabados superficiales de las barras de CFRP, el acabado superficial arenoso produce un incremento en la adherencia química, desempeñando la mayor resistencia de adherencia de entre esta tipología de barras. Para el caso de barras GFRP, diferentes acabados superficiales activan diferentes mecanismos de transferencia de esfuerzos, sin destacarse ninguno de ellos sobre los otros. Con independencia de la tipología de barra utilizada, el incremento en la resistencia a compresión del hormigón provoca un incremento en la resistencia de adherencia; para los hormigones utilizados de 28.63 y 52.19 MPa se han observado factores de incremento de entre 1.3 y 2.1. Finalmente, se confirma la tendencia que indica valores de resistencia de adherencia superiores para diámetros de barras inferiores, y viceversa.

Agradecimientos

Los autores agradecen la financiación obtenida del Ministerio de Educación y Ciencia a través del proyecto BIA-2004-05253. Asimismo, el primer autor agradece la financiación obtenida de la Universidad de Girona a través de la beca predoctoral BR07/10.

5. BIBLIOGRAFÍA

- [1] San-José, J.T.; Ramírez, J.L. y Vegas, I.J.: "Comportamiento estático y a fatiga de la adherencia entre armaduras no metálicas y hormigones de naturaleza diversa", *Hormigón y Acero*, 234, 2004, pp. 7-18.
- [2] Kanakubo, T.; Yonemaru, K.; Fukuyama, H.; Fujisawa, M. y Sonobe, Y.: "Bond performance of concrete members reinforced with FRP bars", *1st International Symposium on*

FRP Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-1, Vancouver (Canada), 1993, pp. 767-788. A. Nanni and C.W. Dolan eds.

[3] Larralde, J. y Silva-Rodríguez, R.: "Bond and slip of FRP rebars in concrete", *Journal Materials in Civil Engineering*, 5(1), 1993, pp.30-40.

[4] Benmokrane, B.; Tighiouart B. y Chaallal O.: "Bond strength and load distribution of composite GFRP reinforcing bars in concrete", *Materials Journal*, 93(3), 1996, pp.246-253.

[5] Makitani E., Irisawa, I. y Nishiura, N.: "Investigation of bond in concrete member with fibre reinforced plastic bars", *1st International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-1*, Vancouver (Canada), 1993, pp.315-332. A. Nanni and C.W. Dolan eds.

[6] Itoh, S.; Maruyama, T. y Nishiyama, H.: "Study of bond characteristics of deformed fiber reinforced plastic rods". *Proc. Japan concrete Institute*, 11(1), 1198.

[7] Achillides, Z.: "Bond behaviour of FRP bars in concrete". PhD thesis, Centre for Cement and Concrete, Dept. of Civil and Structural Engineering, Univ. of Sheffield, Sheffield, U.K., 1998.

[8] Tepfers, R.: "Bond clause proposal for FRP bars/rods in concrete based on CEP/FIP Model Code 90. Part 1: Design bond stress for FRP reinforcing bars", *Structural Concrete*, 7(2), 2006, pp.47-55.

[9] Chaallal, O. y Benmokrane, B.: "Pullout and bond of glass-fibre rods embedded in concrete and cement grout", *Materials and Structures*, 26(3), 1993, pp.165-175.

[10] Nanni, A.; Al-Zaharani, M.M.; Al-Dulaijan, S.U.; Bakis, C.E. y Boothby, T.E.: "Bond of reinforcement to concrete-experimental results", *2nd International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-2*, Ghent (Belgium), 1995, pp.114-117. L. Taerwe. E&FN Spoon eds.

[11] Malvar, L.J.: "Bond stress-slip characteristics of FRP rebars". Naval Facilities Engineering Service Center, Port Hueneme, CA 93043-4328. Technical Report TR-2013-SHR. February 1994, p.45.

[12] ACI 440.3R-04. Guide test methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for reinforcing or strengthening concrete structures, ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2004.

[13] CSA S806-02. Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers. Canadian Standards Association, Canada, 2002.

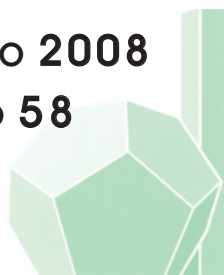
[14] Belarbi, A. y Wang, H.: "Bond-slip response of FRP reinforcing bars in fiber reinforced concrete under direct pull-out", *International Conference on Fiber Composites, High Performance Concretes and Smart Materials, ICFRC*, Chennai (India), 2004, pp.409-419.

[15] CEB-FIP, Model code 1990, Comité Euro-International de Béton. Thomas Telford Services Ltd, London.

[16] FIB (2006). "Bond of reinforcement in concrete", State-of-art Report, Bulletin 10, fib-International Federation for Concrete Task Group bond Models, Lausanne, Switzerland, 2000.

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Otoño 2008
Ciclo 58



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

16 OCTUBRE
12,00 h

Sergio Vega Sánchez
Dr. Arquitecto
ESCUELA TS DE ARQUITECTURA,
UPM, MADRID

**Innovación y
sostenibilidad.
La casa solar**

23 OCTUBRE
12,00 h

Javier Sánchez Montero
Dr. Ingeniero Químico
INSTITUTO CIENCIA DE MATERIALES
DE ARAGÓN, ZARAGOZA.
INSTITUTO LAUE LANGEVIN, CERN,
GRENOBLE

**Corrosión bajo tensión
y fragilización de
aceros de pretensado**

6 NOVIEMBRE
12,00 h

**Juan José Arenas de
Pablo**
Dr. Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos
ESCUELA TS DE INGENIEROS DE
CAMINOS CANALES Y PUERTOS,
UPM, MADRID

**Puente del Tercer
Milenio sobre el río
Ebro en Zaragoza**

20 NOVIEMBRE
12,00 h

José Calavera Ruiz
Dr. Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos
ESCUELA TS DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS,
UPM, MADRID

**El pandeo de las
armaduras en piezas
de hormigón armado
Mitos, leyendas y
realidades**

4 DICIEMBRE
12,00 h

**Joan Bassegoda i
Nonell**
Dr. Arquitecto
ESCUELA TS DE ARQUITECTURA,
UPC, BARCELONA

**Cubiertas ligeras
medievales y modernas**

18 DICIEMBRE
12,00 h

Ana Iglesias González
Arquitecto
EMVS, MADRID

**Actuaciones de
sostenibilidad de la
Empresa Municipal de
Vivienda y Suelo**

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, 4 en Madrid (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar normalmente los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Vulnerabilidad y fragilidad sísmicas de un edificio de acero localizado en Manizales, Colombia

Seismic vulnerability and fragility of a steel building located in Manizales, Colombia

C.A. Bermúdez⁽¹⁾, A.H. Barbat⁽²⁾ y L.G. Pujades⁽³⁾

Recibido / Received: 04/06/2007
Aceptado / Accepted: 14/11/2007

RESUMEN

Este artículo se centra en el estudio del comportamiento sísmico de un edificio de acero existente, construido en la Universidad Nacional de Colombia en Manizales, zona de amenaza sísmica alta de acuerdo con el código colombiano. El análisis se efectúa sobre dos tipos de pórticos del edificio: uno resistente a momentos y el otro arriostrado. El estudio analiza la ruta de plastificación que sigue dicho edificio desde su comportamiento elástico hasta el colapso y correlaciona el espectro de capacidad con los estados de tensiones y deformaciones para determinar los parámetros de demanda, tales como el desplazamiento espectral, que se utilizan para describir los umbrales de los estados de daño. Una vez definidos, dichos umbrales se expresan en función de los puntos característicos del espectro bilineal. Mediante procedimientos estadísticos se obtienen las curvas de fragilidad que permiten calcular la matriz de probabilidad de daño y el vector de probabilidad de daño correspondiente a la amenaza sísmica de diseño. Con base en este vector se asigna, tanto al pórtico resistente a momento, como al pórtico arriostrado, una clase de vulnerabilidad sísmica. Finalmente, se calcula el índice de vulnerabilidad que puede estipularse para cada caso.

Palabras clave: vulnerabilidad, fragilidad, pórtico resistente a momentos, pórtico arriostrado, daño sísmico.

SUMMARY

This paper is centred in the study of the seismic behaviour of an existing steel building, located in the National University of Colombia in Manizales, zone of high seismic hazard according to the Colombian seismic code. Two building frames are analyzed: one is a moment-resisting frame and the another one is braced frame. The study analyses the plastification process that the building follows starting from its elastic behaviour until the collapse. Its capacity spectrum is correlated with the stress and strain states to determine the demand parameters, like the spectral displacement, used to describe the thresholds of the damage states. Once defined, these thresholds they are related to the characteristic points of the bilinear capacity spectrum. By means of statistical procedures, the fragility curves are obtained what allow calculating the damage probability matrix and the damage probability vector corresponding to the design seismic action. Based on this vector, a class of seismic vulnerability is assigned to the moment-resisting frame and the braced frame. Finally, the vulnerability index is calculated for each case.

Key words: vulnerability, fragility, moment resistance frame, braced frame, seismic damage.

⁽¹⁾ Ingeniero Civil, especialista en estructuras. Profesor asistente de la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales.

⁽²⁾ Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

⁽³⁾ Dr. en Ciencias Físicas. Catedrático de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

INTRODUCCIÓN

Los edificios de acero tienen una participación creciente dentro del inventario de construcciones de muchas zonas urbanas, razón por la cual los estudios de vulnerabilidad de dichas zonas deben ser alimentados con información referente al comportamiento sísmico de tales edificios. Desde la década pasada, a raíz de los sismos de Northridge y Kobe, en los que hubo numerosos fallos de estructuras con esta tipología, quedó bien establecido que su vulnerabilidad sísmica era mayor de lo que se había pensado. Por otra parte, la Escala Macrosísmica Europea EMS-98 [20], encierra en una sola categoría a todas las estructuras de acero y, por tal razón, es necesario estudiar con más detalle la vulnerabilidad esperada en sus diferentes tipos.

El objetivo primordial de este trabajo es estudiar si un edificio que se ha proyectado y construido de acuerdo con la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98 [1] tiene un comportamiento adecuado cuando está sometido a una acción sísmica similar a la de diseño. Además, se pretende obtener conclusiones sobre la vulnerabilidad sísmica de cada uno de los dos tipos principales de estructuras de acero, es decir, los pórticos resistentes a momentos y los pórticos concéntricamente arriostrados.

El estudio se centra en un edificio de acero construido por la Universidad Nacional de Colombia en su sede de la ciudad de Manizales, emplazamiento que, de acuerdo con la NSR-98 [1], tiene peligrosidad sísmica alta, caracterizada por una aceleración pico efectiva de $0,25 \text{ g}^1$. El proyecto estructural se realizó en el año 2000 y estuvo a cargo de los ingenieros civiles Néstor William García y Carlos Alberto Bermúdez [19]. Posteriormente a la construcción del edificio, que tuvo lugar en el año 2001, se completó un estudio de microzonificación de la ciudad que se ha utilizado en la nueva evaluación del comportamiento sísmico que se realiza en este estudio.

El diseño estructural se realizó de acuerdo con la norma NSR-98 [1] que establece dos tipos de verificaciones: por resistencia, para la cual se aplican las diversas combinaciones de carga vertical y de sismo, reducidas estas últimas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R , y por deformación, para la cual se aplican las cargas sísmicas sin reducir al modelo elástico. Si bien inicialmente se concibió la estructura compuesta únicamente por pórticos resistentes a momento (coeficiente de capacidad de disipación de energía $R=6,3$, que tiene en cuenta que las uniones son soldadas), la verificación por deformación proporcionó valores de desplome relativo local mayores de 1%, por lo que se proyectó un sistema dual ($R=6,0$) arriostrándose algunos pórticos. En este

estudio se ha supuesto inicialmente que el sistema resistente a cargas sísmicas está constituido únicamente por pórticos resistentes a momento con el fin de verificar si realmente era necesario introducir el arriostramiento.

Un aspecto que resulta fundamental en el comportamiento sísmico de una estructura es la relación existente entre la resistencia a la flexocompresión de los pilares y la resistencia a la flexión de las vigas que se conectan a ellos. Si esta relación es baja, es decir, si los pilares son muy débiles en comparación con las vigas, cuando ocurra una sollicitación que obligue al conjunto a entrar en el campo no lineal serán los pilares los primeros en plastificarse y, de producirse el número de rótulas plásticas necesarias para la formación de un mecanismo, la estabilidad de la estructura se verá amenazada. Por el contrario, cuando los pilares son muy robustos, la acción sísmica fuerte debe inducir la plastificación en las vigas antes que en las columnas y así se dará lugar a una gran disipación de energía por deformación histerética sin poner a la estructura en peligro de colapso. Por tanto los códigos de construcción regulan la resistencia relativa entre vigas y columnas con el objetivo de que se cumpla el denominado principio de pilar fuerte y viga débil. En el caso particular del edificio en estudio esta relación está regida por *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* de junio 15 de 1992 [2]. Las especificaciones sísmicas más recientes se han hecho más exigentes en este aspecto, por lo que las conclusiones obtenidas en este artículo referentes a los pórticos resistentes a momentos son aplicables únicamente a edificios proyectados bajo la especificación de 1992.

A pesar de que las normas de diseño sísmico están concebidas para garantizar un comportamiento adecuado de los edificios ante terremotos, sólo un estudio detallado de la vulnerabilidad y fragilidad, con base en un cálculo no lineal, puede revelar el grado de seguridad del sistema estructural [8]. Esta afirmación tiene en cuenta que en el proceso de diseño se hacen hipótesis sobre el comportamiento no lineal de las estructuras que utilizan el concepto de ductilidad con el fin de mantener la simplicidad y rapidez que ofrecen los métodos elásticos de análisis estructural. Sin duda es de interés para todo calculista averiguar si tales suposiciones son válidas a la luz de un estudio detallado del comportamiento no lineal.

En el apartado siguiente se describe el edificio de acero analizado en lo referente a sus materiales constitutivos, forma, dimensiones, sistema de montaje, miembros estructurales, conexiones y cargas verticales de diseño. La acción sísmica de diseño se describe en el apartado 3.5 con miras a hacer una confrontación de ésta con la capacidad de la estructura. Se consideran las amenazas sísmicas en emplazamiento del edificio proporcionadas tanto por la NSR-98 [1], como por el estudio de microzonificación de la ciudad. La tercera parte de este artículo examina el procedimiento de cálculo de los más importantes parámetros que rigen el comportamiento del edificio, como son los puntos característicos de su espectro de capacidad bilineal, su ductilidad, los umbrales para los diversos estados de daño y su desviación estándar lognormal, lo que lleva a la definición de las curvas de fragilidad. Aplicando dos métodos de cálculo ampliamente aceptados se hacen estimaciones del punto de capacidad por demanda (*performance point*, [6]) y, con este y las curvas de fragilidad, se obtiene la matriz de probabilidad de daño. Finalmente, se analizan los

¹ La normativa colombiana que se cita divide al país en tres zonas de amenaza sísmica de acuerdo con el valor del coeficiente A_a , que representa la aceleración pico efectiva para diseño, de la siguiente manera:

ZONA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA	COEFICIENTE ACELERACIÓN PICO EFECTIVA A_a [g^s]
Alta	$A_a > 0,20$
Intermedia	$0,10 < A_a \leq 0,20$
Baja	$A_a \leq 0,10$

resultados obtenidos y se clasifican los pórticos estudiados dentro de la escala EMS-98 [20]. Para ello, se estima la intensidad sísmica que puede asociarse a la aceleración pico del terreno, PGA, y se calculan los índices de vulnerabilidad.

2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO A ESTUDIAR

El edificio estudiado que puede verse en la Figura 1 es de acero de calidad ASTM A-36, tiene planta curva, con radio medio de 114,5 m y forjados de hormigón. Los cortes transversales aparecen en las Figuras 2 y 3. Las distancias entre los

pórticos transversales varían entre 7,6 y 8,6 m. La Figura 4 muestra el edificio en etapa de construcción. En ella se aprecia la curvatura del conjunto pese a que los tramos son rectilíneos. En alzado se aprecian cuatro niveles estructurales, aunque el tercero de ellos tiene muy poca masa por no tener un forjado sino un entramado que da soporte a los elementos arquitectónicos de fachada. Su altura total es de 11,94 m.

Tanto los cerramientos exteriores como los interiores son livianos. Tienen en su interior un núcleo formado por perfiles de acero galvanizado doblado en frío conectados entre sí y sujetos al suelo y al techo de cada planta. Sobre este núcleo se atornillan por ambos lados láminas de yeso con recubri-

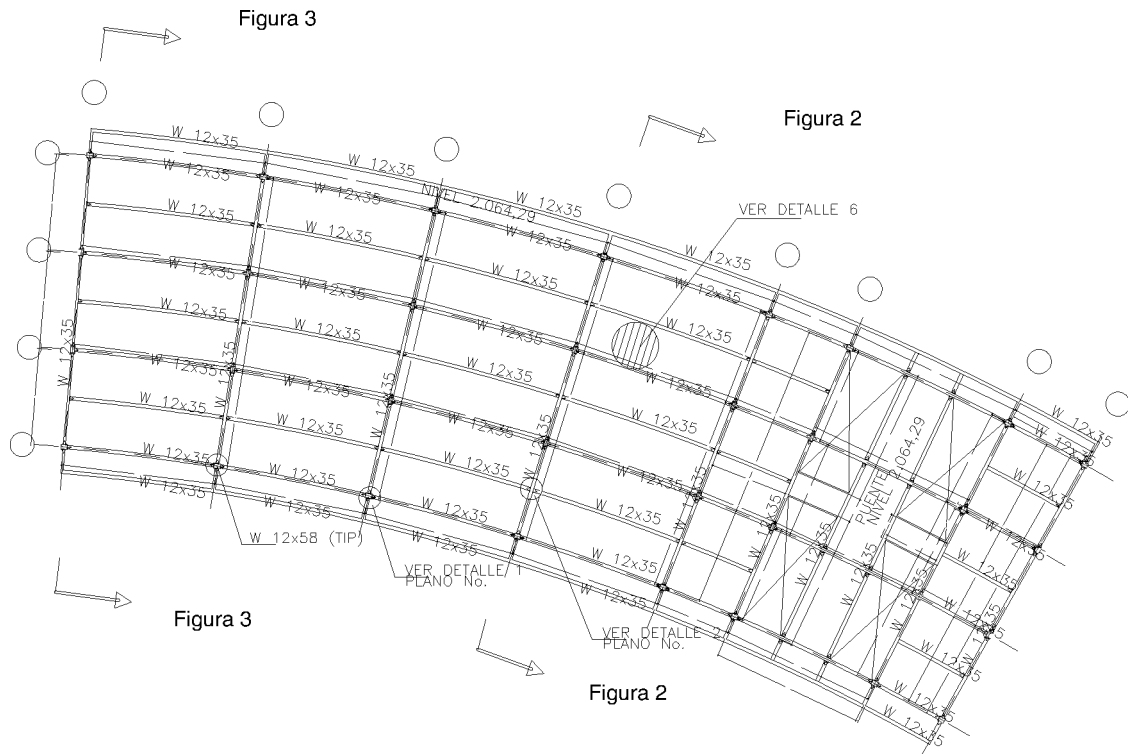


Figura 1. Planta estructural del edificio en estudio.

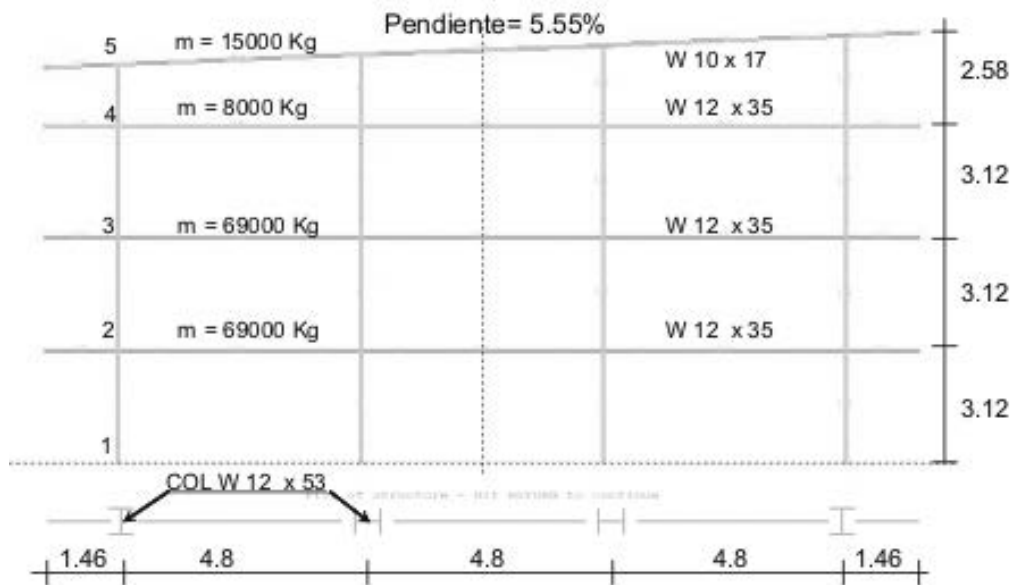


Figura 2. Pórtico de acero resistente a momentos.

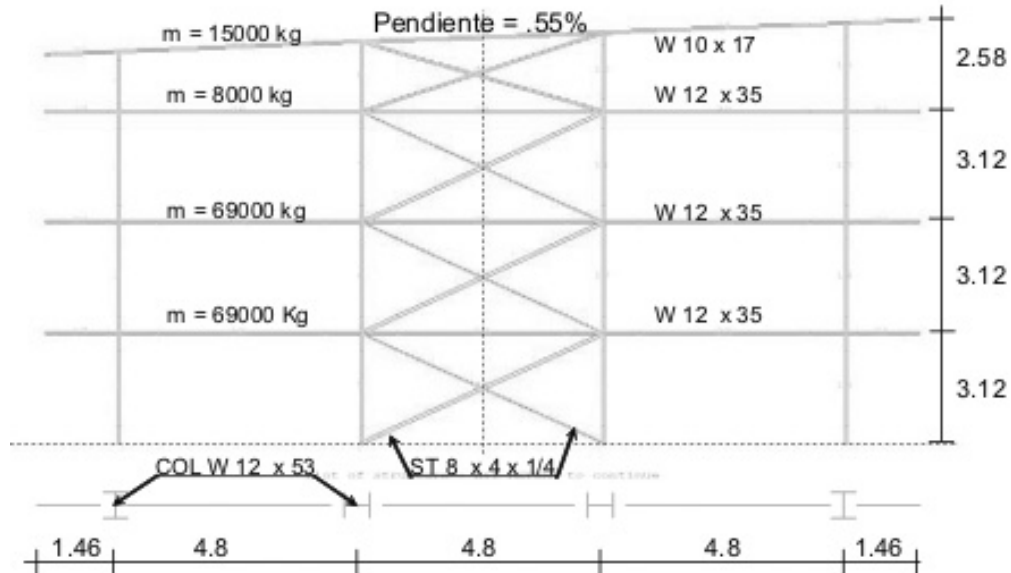


Figura 3. Pórtico de acero resistente a momentos y arriostrado.

miento de cartón para las divisiones interiores y de materiales impermeables para los cerramientos exteriores.

El forjado se ha vaciado sobre lámina de acero galvanizado de calibre 22 y 0,05 m de altura del acanalado que cumple con la doble función de encofrado y de refuerzo positivo de la placa maciza que queda armada en una dirección y con una altura máxima de 0.10 m. Esta placa queda ligada a las vigas de acero a través de conectores de cortante de 16 mm de diámetro colocados cada 50 cm para asegurar comportamiento monolítico en la unión entre la viga de acero y el forjado de hormigón.

La Figura 5 permite observar que los pilares son prefabricados en el taller con brazos a los que se les ha soldado pletinas de extremo de gran espesor. Las vigas se conectan a éstas mediante ocho tornillos de alta resistencia una vez que se han



Figura 4. Edificio en etapa de construcción.

hecho coincidir las perforaciones. Este sistema de montaje atornillado permite tener todas las ventajas de las soldaduras de taller: más fácil control de calidad, se evitan los efectos de las condiciones atmosféricas variables y, principalmente, se

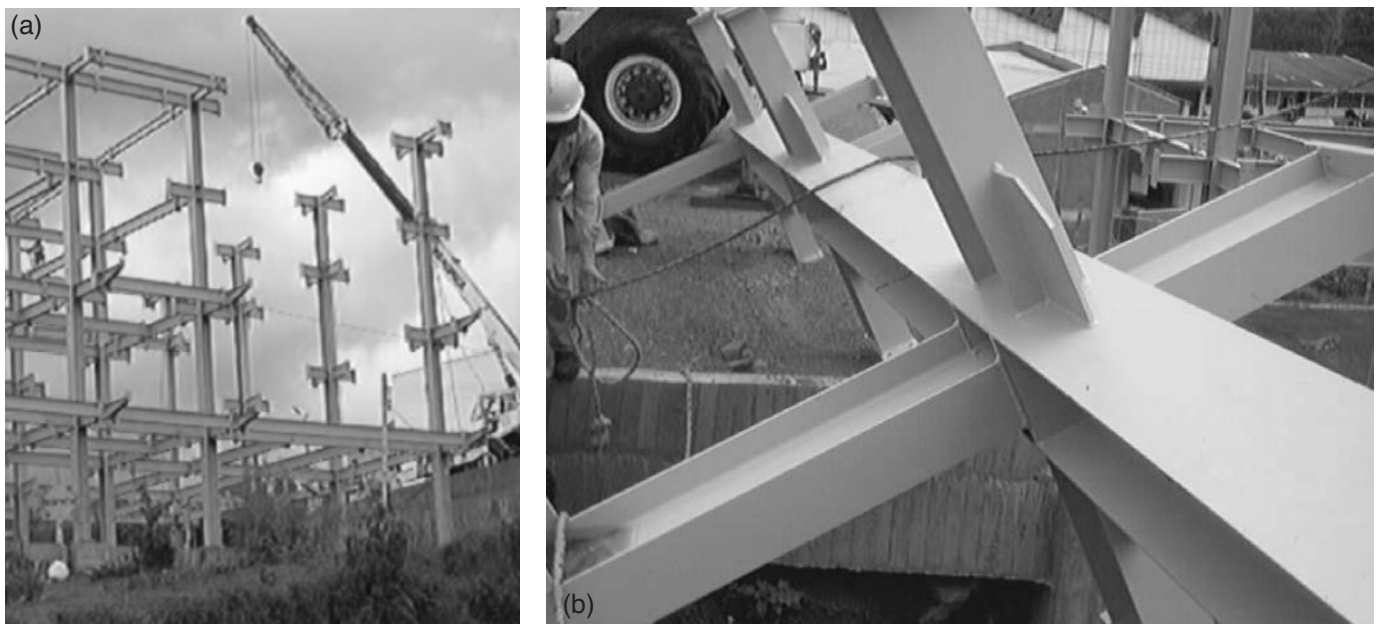


Figura 5. Aspecto del montaje del edificio y detalle de las columnas.



Figura 6. Detalles de las conexiones.

puede escoger la posición de aplicación de la soldadura más cómoda y eficiente. Las únicas soldaduras de campo contempladas en este proyecto fueron las de las riostras a las cartelas de conexión. En la Figura 6 pueden observarse algunos detalles relativos a las conexiones mencionadas.

La sobrecarga permanente total por pódico transversal es de 1569 kN. Su geometría, distribución de masas y secciones estructurales se pueden ver en las figuras 2 y 3. La designación de los perfiles estructurales corresponde a la denominación comercial del *American Institute of Steel Construction* (AISC), de tal forma que el perfil W 12 x 35 es uno cuya sección transversal tiene aproximadamente 12" (0,3048 m) de altura y pesa 35 libras por pie (510,9 N/m). Por lo demás, todas las cantidades y cálculos se enmarcan dentro del siste-

ma internacional de unidades. El peso propio de cada pódico arriostrado, incluyendo las viguetas y las pletinas de unión, es de 229 kN aproximadamente y, puesto que cubre un área útil de 420 m², el peso por área construida es de 545 N/m². El peso por unidad de volumen es de 143 N/m³.

Las cargas de gravedad consideradas son las siguientes:

	Permanentes [kN/m]	De ocupación [kN/m]	Aplicada [kN/m]
Vigas de forjado	33.690	15.890	48.370
Vigas de cubierta	1.247	3.973	3.483

La carga vertical aplicada para hallar la curva de capacidad se calculó multiplicando la carga muerta por un factor de 1.2 y la viva por un factor de 0.5, pues estos son los coeficientes de la combinación de cargas con la que se pretende simular la condición de carga que bien pudiera estar presente en el momento de un sismo: $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$ [3]. En la Figura 7 se puede ver una vista del edificio terminado. Es de anotar que el módulo de escaleras que se observa a la derecha es estructuralmente independiente de la estructura principal que se estudia en este artículo.

3. CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Para su estudio no lineal, el edificio se ha modelizado mediante los programas RUAMOKO [13] y ETABS [16]. Con este último se hizo también su diseño original. Es de principal



Figura 7. Edificio de aulas de la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales.

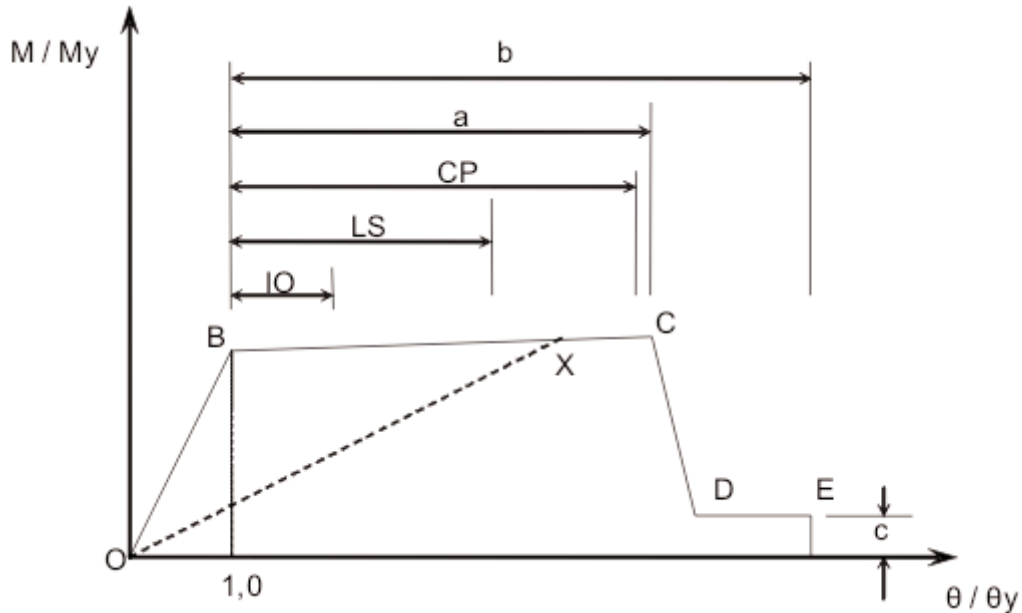


Figura 8. Esquema de relación momento-curvatura de una rótula.

interés para la aplicación de la presente metodología hallar, en primera instancia, la curva de capacidad del edificio. Para tal efecto, el comportamiento de las rótulas plásticas se ha modelizado de acuerdo con los parámetros establecidos en *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356* [18]. En dicha norma se determina, en función de las relaciones ancho espesor de las aletas y el alma y de la carga axial, el recorrido que puede tener una rótula dentro del rango plástico antes de experimentar pérdida de resistencia. Asimismo, se incluyen los umbrales para los estados de prestaciones de “Ocupación Inmediata” (IO), “Defensa de la Vida” (LS) y “Prevención de Colapso” (CP). En la Figura 8 se indican los parámetros que definen el comportamiento plástico y en la Tabla 1 se encuentran los valores obtenidos para los miembros que componen el pórtico en estudio. El símbolo θ_y representa a la rotación de plastificación [rad].

Es de anotar que ETABS [16] incluye tres diferentes métodos para descargar el miembro en el que la rótula plástica que se ha formado ha agotado su capacidad de deformación y que los resultados que arrojan son considerablemente diferentes entre sí. Después de analizar los mecanismos de fallo asociados a cada método, se determinó que el que mejor refleja el comportamiento real ante carga lateral es el método de reinicio con la rigidez secante. Dicho método consiste en que siempre que una rótula alcanza una porción de pendiente negativa, todas las rótulas que han entrado en el comportamiento no lineal son redefinidas de acuerdo con la rigidez secante y el análisis se reinicia. La rigidez secante para cada

rótula se determina como la secante que va desde el punto O hasta el punto X en la curva tensión deformación, donde el punto O representa el estado de tensiones y deformaciones de la rótula al inicio del caso analizado (que frecuentemente incluye las tensiones debidas a las cargas verticales) y el punto X es el punto en la curva tensión deformación si la pendiente es cero o positiva, o el punto en la base del segmento de pendiente negativa de la curva tensión deformación (Figura 8). Cuando la carga es reaplicada desde el principio del análisis, cada rótula avanza a lo largo de la rigidez secante hasta alcanzar el punto X, después de lo cual la rótula reasume la curva tensión deformación dada [16].

Este método es similar al sugerido en FEMA 356 y tiene sentido cuando el análisis de empuje incremental (*pushover analysis*, [6]) se mira como una carga cíclica de amplitud aumentante más bien que como un empuje monotónico estático [16]. Al aplicar este método se obtuvo el espectro de capacidad de la Figura 9. El período fundamental del edificio es de 0.77s.

3.1. Espectro de capacidad bilineal

Con miras a sistematizar el estudio, se ha obtenido la representación bilineal del espectro de capacidad de la Figura 9.

La identificación de los puntos del espectro bilineal permite calcular la ductilidad que puede atribuirse a este edificio: μ

Tabla 1 Parámetros de modelación y criterios de aceptabilidad

Perfil y eje de flexión	a [rad]	b [rad]	c []	IO [rad]	LS [rad]	CP [rad]
W 12x53, XX	$1.34 \theta_y$	$2.03 \theta_y$	0.20	$0.25 \theta_y$	$0.77 \theta_y$	$1.16 \theta_y$
W 12x53, YY	$1.48 \theta_y$	$2.25 \theta_y$	0,20	$0,25 \theta_y$	$0,87 \theta_y$	$1,30 \theta_y$
W 12x35, XX	$9,00 \theta_y$	$11,00 \theta_y$	0,60	$6,00 \theta_y$	$8,00 \theta_y$	$9,00 \theta_y$

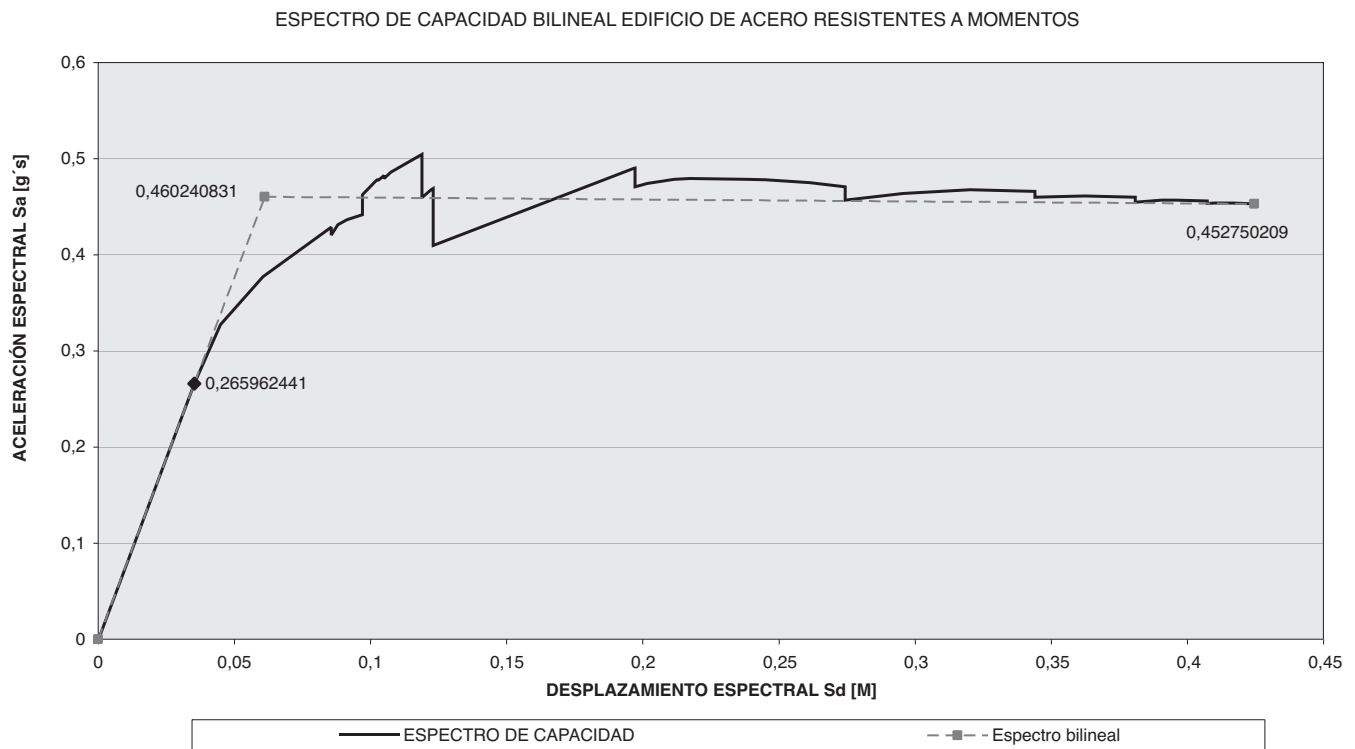


Figura 9. Espectro de capacidad en representación bilineal de edificio de acero.

$= \delta_u / \delta_y = 0,425 / 0,061 = 6,97$ donde δ_y y δ_u son, respectivamente, los desplazamientos espectrales de plastificación y de capacidad última [7]. Es interesante observar que la ductilidad que se ha calculado es más alta que el coeficiente de capacidad de disipación de energía considerado en el proyecto, $R = 6,3$, el cual suele asociarse con la ductilidad en estructuras en que, como en este caso, el período fundamental ($T = 0,77$ s) es mayor que el correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño y la parte descendiente del mismo ($T_c = 0,48$ s).

3.2. Umbrales de daño

Para la elaboración de las curvas de fragilidad se debe determinar en primer lugar los umbrales de los diferentes estados de daño y, a partir de ellos, considerando que el daño sigue una distribución tipo binomial, las desviaciones estándar lognormal para cada una de ellas. Haciendo un seguimiento de la ruta de plastificaciones que experimenta la estructura se determinan los umbrales para cada estado de daño.

3.2.1. Estado de daño leve

La Figura 10 presenta la primera rótula plástica que aparece en el proceso de carga. Se produce para un desplome total de 0,05 m, un desplazamiento espectral de 0,037 m y un desplome relativo local máximo (de la planta baja) de 0,66%. Puesto que el comportamiento lineal se mantiene hasta este punto, se adopta como umbral para el estado de daño leve $S_{dL} = 0,037$ m.

De acuerdo con la figura 9, el desplazamiento espectral de plastificación es $S_{dY} = 0,061$ m y, por lo tanto, se puede expresar

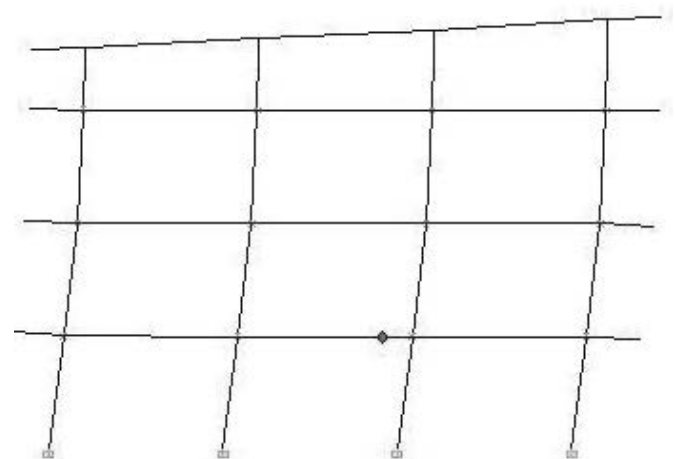


Figura 10. Primera rótula plástica que aparece en el proceso de carga.

en términos de S_{dY} como $S_{dL} = 0,607 S_{dY}$. Esta expresión puede contrastarse con la que para este umbral de daño se da en Risk-UE / WP4 [24] que es, con simbología modificada, $S_{dL} = 0,7 S_{dY}$ y es aplicable principalmente a edificios de mampostería y hormigón armado. Dado que de acuerdo con *Earthquake Loss Estimation Methodology* HAZUS 99 [17] la deformación de plastificación de los edificios de hormigón de baja altura es aproximadamente el 65% de la correspondiente en los de acero, el inicio del daño se produce con una menor deformación en los edificios de hormigón ($0,65 \times 0,7 < 0,607$). Adicionalmente el hecho de que en términos del desplazamiento espectral de plastificación se inicie primero el daño en los edificios de acero permite concluir que en estos ocurrirá una mayor deformación desde el inicio del daño estructural, es decir, desde que entra en plastificación el primer elemento hasta que la estructura como conjunto plastifica.

Por otra parte, diversas normativas sísmicas, como la *Building Standard Law in Japan BSL* [25] y el *Uniform Building Code UBC-85* [21] establecen un límite de desplome relativo local de 0.5 % para regular el daño no estructural en sismos moderados [11], lo que indica que cuando ocurra el daño en los elementos no estructurales sensibles al desplome, el daño estructural aún no habrá empezado.

32 Estado de daño moderado

Se ha fijado para el umbral del estado de daño moderado la condición representada en la Figura 11 en razón de que se ha formado un número significativo de rótulas. De hecho, todas las columnas de la planta baja han plastificado en su base, a la vez que ninguna de ellas ha avanzado hasta la pérdida de resistencia. Esta situación se presenta cuando el desplome total es de 0,086 m, el desplazamiento espectral es de 0,065 m y el desplome relativo local máximo, el cual se presenta en la planta baja, es de 1,24%.

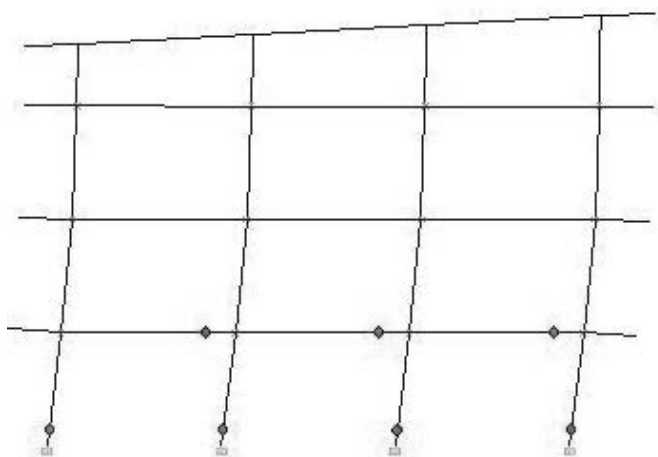


Figura 11. Condición estructural en el umbral del estado de daño moderado.

En términos del desplazamiento espectral de plastificación, Sd_Y , puede expresarse el umbral para el estado de daño moderado Sd_M como $Sd_M = 1.066 Sd_Y$, fórmula que difiere de la del proyecto Risk-UE [24], que sencillamente iguala los dos desplazamientos espectrales. Cabe anotar que la condición estructural descrita encaja bien con la descripción que se hace en *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS 99* [17] del estado de daño moderado en los pórticos resistentes a momento, es decir

- Algunos miembros de acero han plastificado y se observan rotaciones permanentes en las conexiones.
- Pocas conexiones soldadas podrían presentar grietas importantes en sus soldaduras.
- Pocas conexiones atornilladas podrían presentar tornillos rotos o huecos alargados.

Por otra parte, la norma *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings* [12] limita el desplome inelástico relativo local a 1 % para instalaciones esenciales que se requieren en la recuperación posterior a un sismo

[11]. Esta prescripción indica que este grado de deformación produce un nivel de daño que no le quita funcionalidad al edificio, lo cual también encaja con los resultados obtenidos, en el sentido de que un desplome relativo local de 1.24 % producirá un daño que puede calificarse de moderado.

33 Estado de daño severo

Al analizar el espectro de capacidad de la Figura 9, se encuentra que, si bien es cierto que después del inicio de la plastificación la pendiente de la curva empieza a disminuir, la estructura todavía mantiene su capacidad de resistir carga y esta capacidad se hace mayor a medida que aumenta la deformación. Sin embargo, esta situación cambia cuando se llega a un punto en el que ocurre una pérdida de resistencia importante y la pendiente de la línea que ajusta la curva se hace negativa. Evidentemente, se ha llegado a una etapa crítica en la respuesta del edificio. Aunque todavía tiene una gran capacidad de deformación antes del colapso, ciertamente su sistema estructural ha sufrido un gran deterioro. Por esta razón se considera que ese punto constituye el umbral del estado de daño severo. Su estado de plastificaciones se muestra en la Figura 12. Los parámetros de deformación para el umbral del estado de daño severo son los siguientes: desplome total 0,17 m, desplazamiento espectral 0,13 m y desplome relativo local máximo (en la planta baja) 2,67 %.

En términos de los desplazamientos espectrales de plastificación, Sd_Y , y último, Sd_U , puede expresarse el umbral para el estado de daño severo Sd_S como $Sd_S = Sd_Y + 0,184 (Sd_U - Sd_Y)$. En aras de comparación, se anota que en el proyecto Risk-UE [24] el coeficiente del término $(Sd_U - Sd_Y)$ es de 0,25. El menor coeficiente encontrado aquí puede obedecer a la mayor ductilidad que presentan las estructuras de acero, lo que conlleva que el término $(Sd_U - Sd_Y)$ sea mayor.

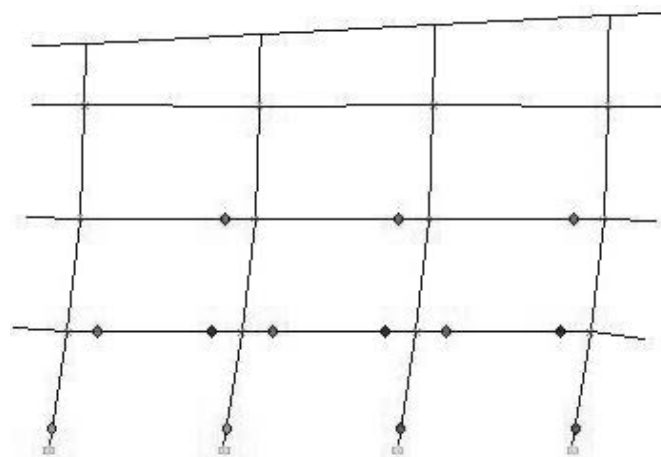


Figura 12. Condición estructural en el umbral del estado de daño severo.

El valor encontrado del desplome relativo local máximo es comparable al límite de 2% para el desplome relativo local que establece la norma *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings* [12] para garantizar la defensa de la vida, concepto que implica que la estructura puede sufrir un daño significativo pero no el colapso estructural total o parcial [6].

34 Estado de daño de colapso

Se ha encontrado que este estado se alcanza con un desplome total de 0,60 m, un desplazamiento espectral de 0,437 m y un desplome relativo local de 9,19%. El estado de plastificación se muestra en la Figura 13. Se observa que el mecanismo de fallo se forma en la planta baja cuando aparecen rótulas plásticas únicamente en los extremos de los miembros, con lo que éstos se desplazan permaneciendo paralelos entre sí pero con pérdida de perpendicularidad.

En resumen, los umbrales encontrados para los diferentes estados de daño se consignan en la Tabla 2 y en la Figura 14, junto con las expresiones del proyecto Risk-UE [24]. Además en la Figura 14 se incluyen los umbrales de *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS 99* [17] para los pórticos de acero resistentes a momento de baja altura (tipo S1L) y que se pueden ver en la Tabla 5.

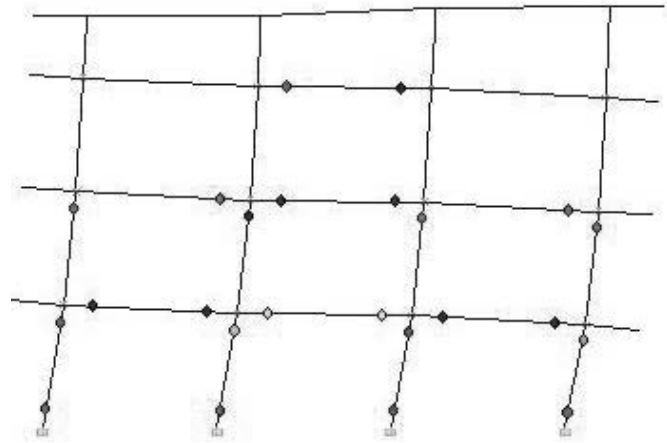


Figura 13. Condición estructural en el umbral del estado de daño de colapso.

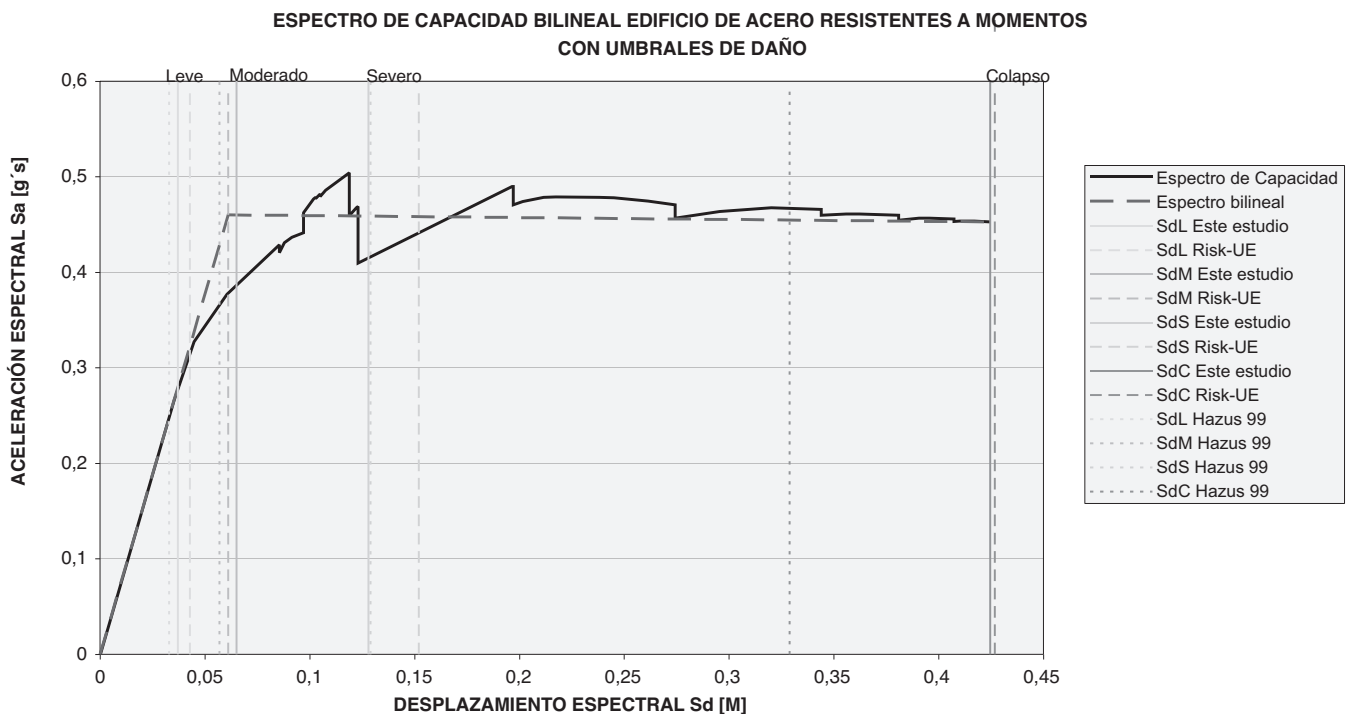


Figura 14. Espectro de capacidad bilineal con umbrales de daño.

Tabla 2. Umbrales de daño

Estado de daño	Desplome total [m]	Desplazamiento espectral Sd [m]	Desplazamiento espectral Sd (Este estudio)	Desplazamiento espectral Sd (Risk-UE)	Desplome relativo local máximo [%]
Leve	0,050	0,037	$Sd_L = 0.607 Sd_Y$	$Sd_L = 0.7 Sd_Y$	0,66
Moderado	0,086	0,065	$Sd_M = 1.066 Sd_Y$	$Sd_M = Sd_Y$	1,24
Severo	0,170	0,130	$Sd_S = Sd_Y + 0,184 \cdot (Sd_U - Sd_Y)$	$Sd_S = Sd_Y + 0,25 \cdot (Sd_U - Sd_Y)$	2,67
			$Sd_S = Sd_Y + 0,184 (Sd_U - Sd_Y)$	$Sd_S = Sd_Y + 0,25 (Sd_U - Sd_Y)$	
Colapso	0,600	0,437	$Sd_C = Sd_U$	$Sd_C = Sd_U$	9,19

Tabla 3. Probabilidades de ocurrencia de los estados de daño

VALORES DE P_k											
d	k:	0	1	2	3	4	Σ	d*	1+2+3+4	2+3+4	3+4
		NULO (0)	LEVE (1)	MOD (2)	EXT (3)	COL (4)					
0,1591	Sd1	0,5	0,3784	0,1074	0,0135	0,0006	1	0,636	0,5		
0,3857	Sd2	0,1424	0,3576	0,3369	0,14	0,0221	1	1,543		0,5	
0,6143	Sd3	0,0221	0,141	0,3369	0,3576	0,1424	1	2,457			0,5
0,8409	Sd4	0,0006	0,0135	0,1074	0,3784	0,5	1	3,364			

3.3. Variabilidad de los estados de daño

Una vez definidos los umbrales para cada estado de daño se procede a determinar la desviación estándar lognormal para cada uno de ellos. Se parte de la premisa de que el daño sigue una distribución de tipo binomial

$$P_k(N, d) = \frac{(N-1)!}{(N-1-k)!k!} d^k (1-d)^{N-1-k} \quad (1)$$

donde:

- P_k Probabilidad de que ocurra el estado de daño k, dado un determinado valor del parámetro de daño d.
- N Número de estados de daño, incluido el nulo. En este caso $N = 5$.
- d Parámetro de daño. Toma valores de 0 a 1.
- k Grado de daño. Toma el valor de 0 para el estado de daño nulo y de los enteros de 1 a 4 para los estados de daño de leve a colapso, en ese orden.

Se busca, de forma iterativa, el valor del parámetro de daño d para el cual cada estado de daño tiene una probabilidad de 50 % de ser alcanzado o excedido, como se muestra en la Tabla 3, que también contiene el valor del estado de daño más probable simbolizado como d^* y calculado mediante la ecuación

$$d^* = (N-1)d \quad (2)$$

Tabla 4. Umbrales y desviaciones estándar lognormal para los estados de daño

Estado de daño	Desplazamiento espectral Sd [m]	β
Leve	0,037	0.535
Moderado	0,065	0.580
Severo	0,130	0.770
Colapso	0,437	1.075

Al hacer la hipótesis de que la probabilidad acumulada de daño obedece a una distribución lognormal se pueden hallar, con un procedimiento de ajuste por mínimos cuadrados y a partir de los resultados obtenidos, los valores de las desviaciones estándar lognormal (β) para los diversos estados de daño. Dichos valores se dan en la Tabla 4.

3.4. Curvas de fragilidad

La información obtenida en los dos subapartados anteriores permite graficar las curvas de fragilidad de la Figura 15 [9, 26]. Éstas se comparan con las de *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS 99* [17] para edificios de acero diseñados con una normativa de nivel medio, constituidos por pórticos resistentes a momento de baja altura, clase S1L, cuyos parámetros se encuentran en la Tabla 5.

De la Figura 15 y las Tablas 4 y 5 puede concluirse que los umbrales de daño para los estados leve, moderado y severo

Tabla 5. Umbrales y desviaciones estándar lognormal según HAZUS 99 [17]

Tipo estr.	Desplazamiento espectral [m]							
	Ligero		Moderado		Extenso		Completo	
	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta
S1L	0,033	0,8	0,057	0,75	0,129	0,74	0,329	0,88
S1M	0,055	0,65	0,095	0,68	0,215	0,69	0,549	0,87
S1H	0,086	0,64	0,148	0,64	0,336	0,71	0,856	0,83

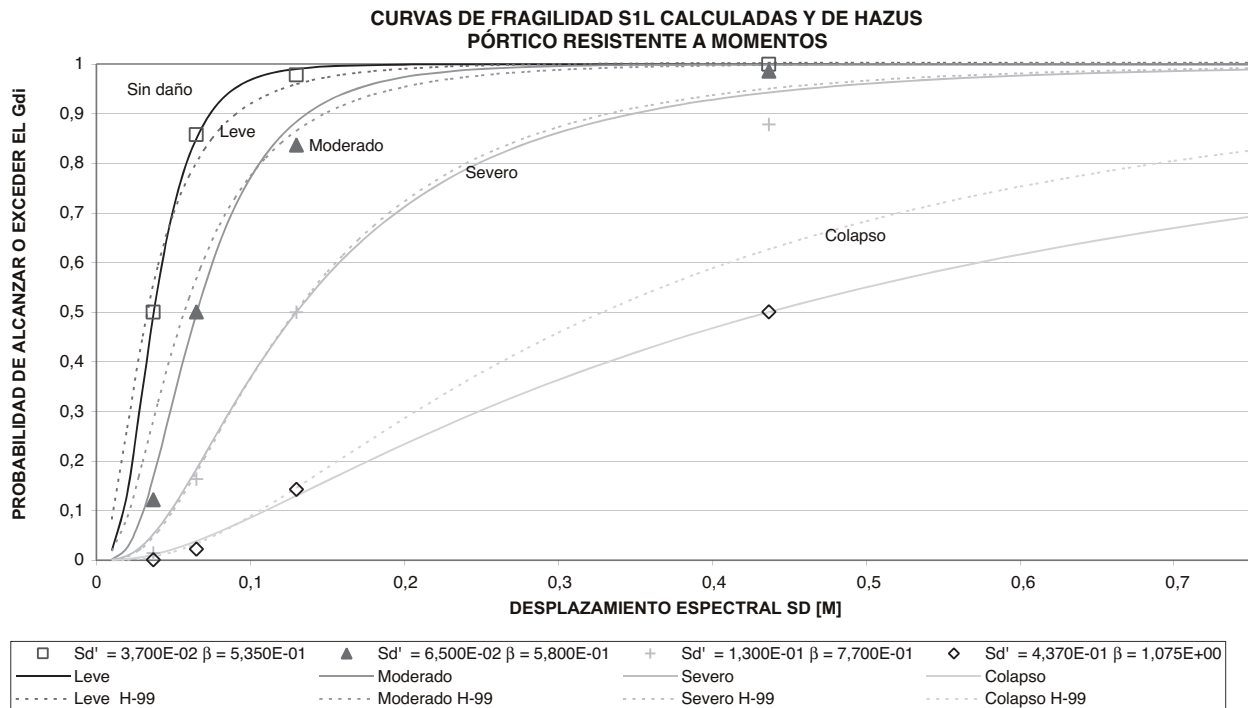


Figura 15. Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para pórticos de acero resistentes a momentos con las de HAZUS-99 [17].

calculados en este estudio no difieren en más de un 14% de los correspondientes a *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS 99* [17], mientras que para el estado de daño de colapso la diferencia es de un 33%. Esta importante diferencia podría obedecer al criterio de colapso que se haya aplicado en HAZUS 99. En este caso se ha comprobado que, para el desplazamiento espectral de colapso que plantea HAZUS 99, que es de 0,329 m, el desplome relativo local máximo es de 6,8%, valor para el cual el daño estructural es muy considerable. En este artículo, no obstante, se ha preferido dejar como desplazamiento de colapso aquel en el que la estructura pierde definitivamente su resistencia que, de acuerdo con la Tabla 4, es de 0,437 m.

Con respecto a las desviaciones estándar lognormal se ha comprobado que, aunque para los valores tabulados el promedio de las diferencias es de casi 10%, este valor se reduce a la mitad cuando se supone que los desplazamientos de colapso coinciden. A pesar de las diferencias indicadas, la coincidencia de las curvas de fragilidad para los tres primeros estados de daño es notable. Para el estado de daño de colapso en cambio la separación entre las curvas es notable, lo que en la práctica significa que las probabilidades acumuladas de alcanzarlo para un mismo valor de desplazamiento espectral varían hasta en un 20%.

3.5. Espectros de demanda

Se han usado dos espectros de demanda diferentes para evaluar la respuesta sísmica del edificio bajo estudio.

3.5.1. Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98)

En la norma NSR-98 [1], los movimientos sísmicos de diseño se definen para una probabilidad del diez por ciento de ser

excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva A_a , lo que corresponde a un período de retorno de 475 años. El espectro de demanda para la ciudad de Manizales que establece la NSR-98, de acuerdo con las especificaciones hechas para el edificio en estudio, aparece en la Figura 16 expresado en formato ADRS.

3.5.2. Sistema de Información Sísmica para Manizales (SISMan)

El Sistema de Información Sísmica para Manizales SISMan [23] es una herramienta desarrollada para la consulta de los espectros de respuesta en superficie y de los espectros de diseño calculados con base en los resultados del estudio *Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales* [15]. El espectro de diseño que proporciona este programa para el sitio donde está emplazado el edificio en estudio, incrementado por el coeficiente de importancia $I = 1.1$ y expresado en formato ADRS, se muestra en la Figura 16, la cual también incluye el espectro de demanda de la NSR-98 [1] para efectos de comparación.

3.6. Punto de capacidad por demanda

El cruce del espectro de capacidad con los espectros de demanda debidamente reducidos para tener en cuenta su amortiguamiento histerético permite encontrar el punto de capacidad por demanda. Se han empleado dos métodos distintos para tal efecto: el llamado procedimiento A de *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40* [6] y un método presentado en el proyecto RISK-UE [24] que parte de la representación bilineal del espectro de capacidad y cuya aplicación se explica a continuación para el caso del espectro de diseño proporcionado por el programa SISMan [23].

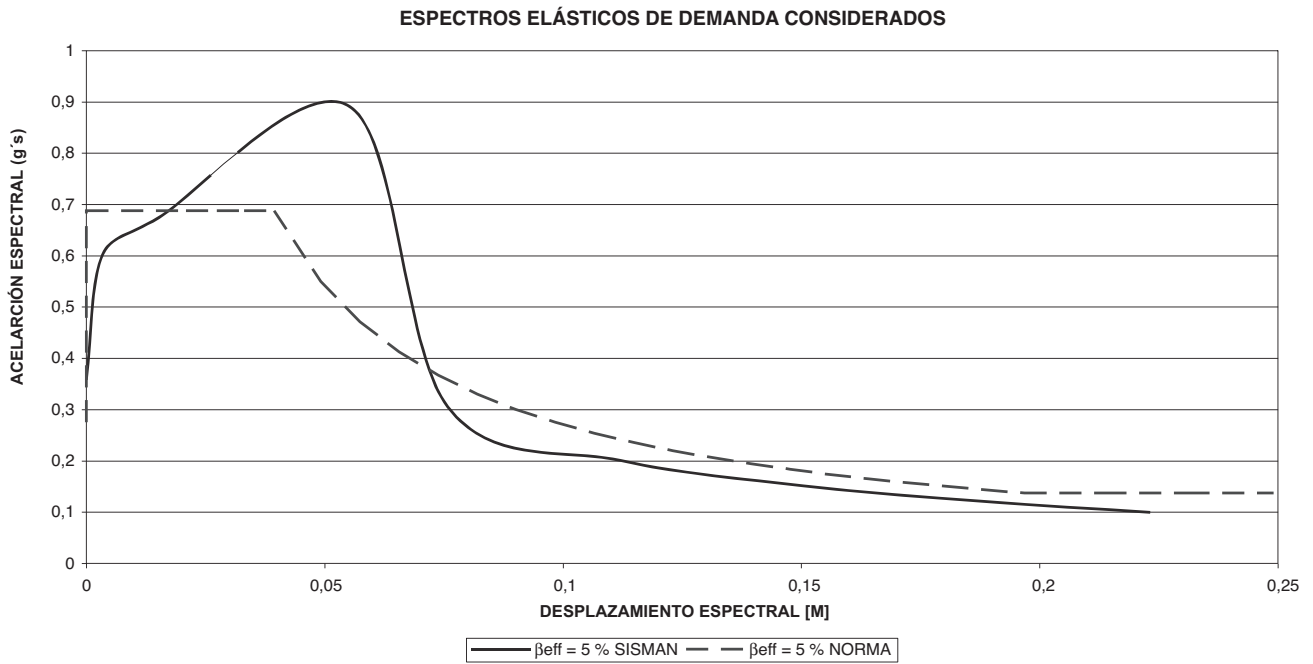


Figura 16. Espectros de demanda considerados.

El método se ha desarrollado para espectros de capacidad representados de forma bilineal, obtenidos a partir de la aproximación de desplazamientos iguales. A partir del punto de plastificación encontrado, de coordenadas S_{dY} , S_{aY} , (0,044 y 0,334 en la Figura 17), se escogen otros valores $S_{d,i}$, mayores que S_{dY} y, para cada uno de ellos, se calcula la ductilidad (μ_i , Ecuación 3a), la demanda de aceleración espectral elástica ($S_{ae,i}$), el período (T_i , Ecuación 3b), el coeficiente de capacidad de disipación de energía ($R_{\mu,i}$, Ecuación 3c) y la aceleración espectral reducida ($S_{a,i}$, Ecuación 3d). La intersección de la línea de conexión de los puntos de coordenadas ($S_{d,i}$, $S_{a,i}$), que en la Figura 17 va del punto A al H, con el espectro de capacidad es el punto de capacidad por demanda buscado. En este ejemplo, dicho punto tiene coordenadas (0,06638 m; 0,385 g) (véanse los resultados parciales en la Tabla 6).

$$\mu_i = \frac{S_{d,i}}{S_{dY}} \tag{a}$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,i}}{S_{ae,i} \cdot g}} \tag{b}$$

$$R_{\mu,i} = \left. \begin{matrix} (\mu_i - 1) \frac{T_i}{T_s} + 1 & \text{Para } T < T_s \\ \mu_i & \text{Para } T \geq T_s \end{matrix} \right\} \tag{c}$$

$$S_{a,i} = \frac{S_{ae,i}}{R_{\mu,i}} \tag{d}$$

Tabla 6. Aplicación método RISK-UE para obtención del punto de capacidad por demanda

Punto	$S_{d,i}$ [m]	μ_i []	$S_{ae,i}$ [g's]	T_i [s]	$T_i:T_s$ []	$R_{\mu,i}$ []	$S_{a,i}$ [g's]
A	0,04446	1,000	0,8317	0,4638	Menor	1,000	0,8317
B	0,04890	1,100	0,8557	0,4796	Menor	1,100	0,7780
C	0,05335	1,200	0,8797	0,4940	Mayor	1,200	0,7331
D	0,05779	1,300	0,8193	0,5328	Mayor	1,300	0,6302
E	0,06224	1,400	0,6923	0,6015	Mayor	1,400	0,4945
F	0,06668	1,500	0,5652	0,6891	Mayor	1,500	0,3768
G	0,07113	1,600	0,4381	0,8083	Mayor	1,600	0,2738
H	0,07557	1,700	0,3111	0,9888	Mayor	1,700	0,1830

Tabla 7. Desplazamientos espectrales de puntos de capacidad por demanda

DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL DE LOS PUNTOS DE CAPACIDAD POR DEMANDA [M]		
MÉTODO DE CÁLCULO	ESPECTRO DE DEMANDA	
	NSR-98	SISMAN
ATC-40/ Procedimiento A Comportamiento estructural tipo B	0,05	0,06
RISK-UE/ Representación espectro capacidad bilineal	0,06	0,07

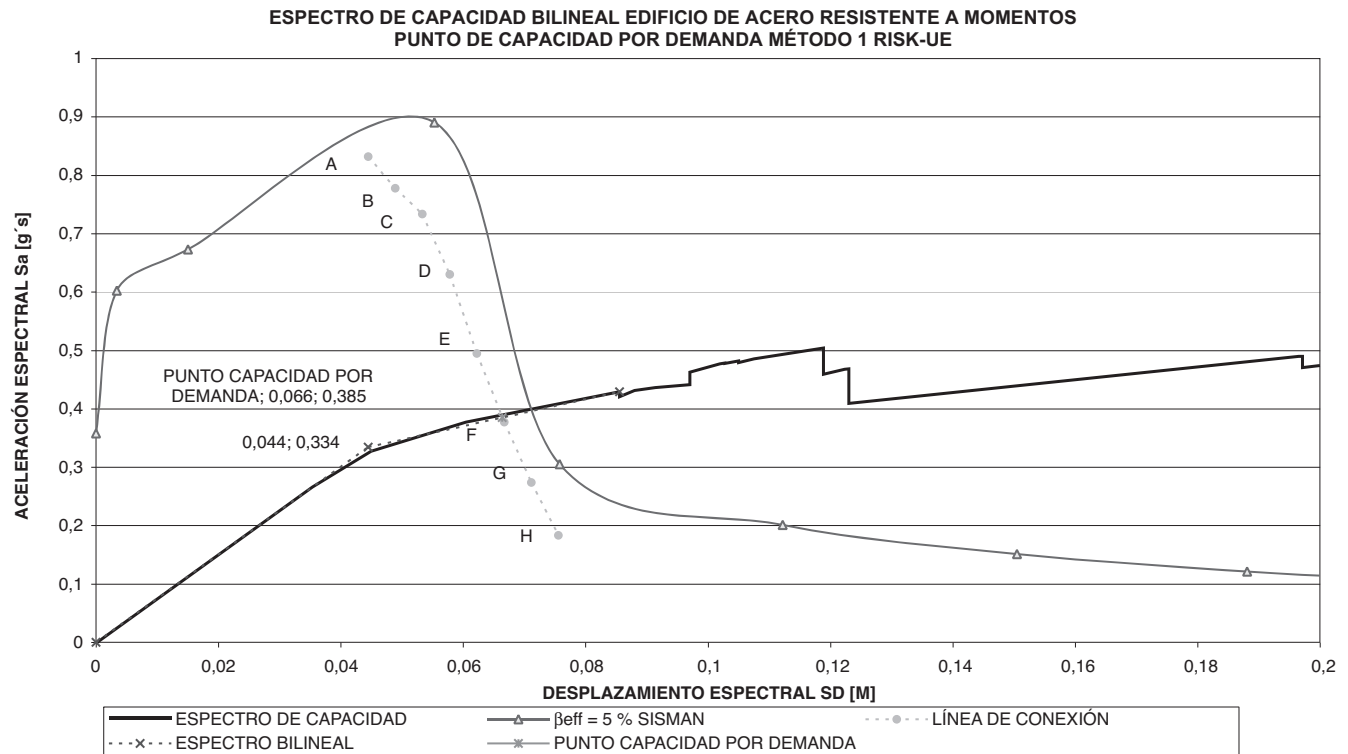


Figura 17. Obtención punto de capacidad por demanda del pórtico resistente a momento.

La Tabla 7 resume los desplazamientos espectrales de los puntos de capacidad por demanda hallados por los diferentes métodos. Se observa que con el método de RISK-UE de representación bilineal del espectro de capacidad se obtienen valores mayores para el desplazamiento espectral del punto de capacidad por demanda, lo que indica que el amortiguamiento efectivo es menor y que, por lo tanto, el método corresponde a estructuras con bajo amortiguamiento histérico.

3.7. Matriz de probabilidad de daño

A partir de las curvas de fragilidad calculadas se puede obtener la distribución del daño para cualquier valor de desplazamiento espectral del punto de capacidad por demanda de tal forma que se puede construir una matriz de probabilidad de daño como la mostrada en la Tabla 8 [10], [9]. Aceptando que para la amenaza sísmica de diseño el desplazamiento espectral será de 0,07 m (Tabla 7), el vector de probabilidad de daño que se obtiene de la Tabla 8 es (0,12 0,33 0,34 0,17 0,04); dicho vector está representado mediante el histograma de la Figura 18.

PROBABILIDAD DE ESTADOS DE DAÑO ESTRUCTURAL SEGÚN ESPECTRO SISMAN Y MÉTODO RISK-UE (SD=0,07 M)

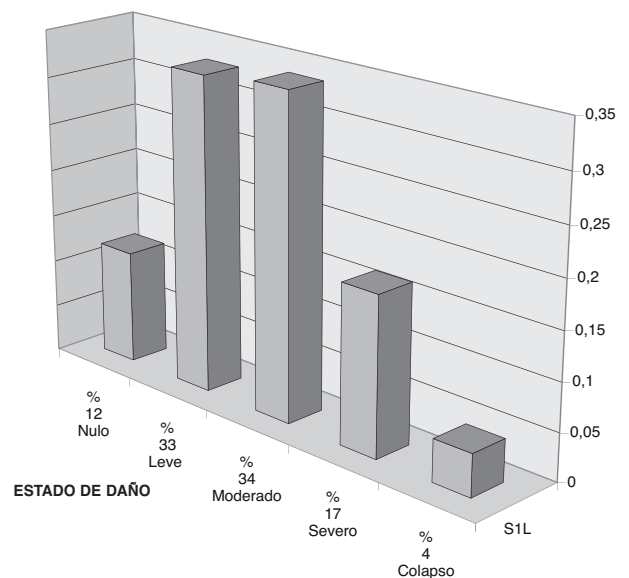


Figura 18. Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0,07$ m

Tabla 8. Matriz de probabilidad de daño

MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO EN FUNCION DEL DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL DEL PUNTO DE CAPACIDAD POR DEMANDA					
SD	ESTADO DE DAÑO				
[m]	Nulo	Leve	Moderado	Severo	Colapso
0,04	0,45	0,35	0,14	0,05	0,01
0,07	0,12	0,33	0,34	0,17	0,04
0,10	0,03	0,20	0,40	0,28	0,09
0,13	0,01	0,11	0,38	0,37	0,13
0,16	0,00	0,06	0,33	0,43	0,17
0,19	0,00	0,03	0,28	0,47	0,22
0,22	0,00	0,02	0,23	0,49	0,26
0,25	0,00	0,01	0,19	0,50	0,30
0,28	0,00	0,01	0,15	0,50	0,34
0,31	0,00	0,00	0,13	0,50	0,37
0,34	0,00	0,00	0,10	0,49	0,41
0,37	0,00	0,00	0,09	0,47	0,44
0,40	0,00	0,00	0,07	0,46	0,47
0,44	0,00	0,00	0,06	0,44	0,50

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. Vulnerabilidad y fragilidad

El vector de probabilidad de daño obtenido muestra que la probabilidad de que bajo la acción de diseño el pórtico sufra un daño moderado o mayor es de 55%, valor que es inaceptable dado que, como se explicó arriba, el alcanzar dicho estado de daño implica que todos los pilares de la planta baja se han plastificado en su base. El punto de capacidad por demanda encontrado para el pórtico resistente a momento implica que la estructura tendría un desplome relativo local de 1.36% en su planta baja con lo cual se produciría un daño extenso en los sistemas no estructurales sensibles al desplome. Este análisis indica, por lo tanto, que este pórtico debe ser rigidizado.

Cabe anotar que el EUROCODE 8-1 [14] expresa los máximos permitidos para el desplome relativo local en función del tipo de elementos no estructurales y de su conexión a la estructura. Al aplicar el valor sugerido en dicho código para el factor de reducción que toma en cuenta el menor período de retorno de la acción sísmica asociada al requisito de límite de daño, $v = 0,4$, se obtiene que el desplome relativo local máximo permitido será de 1.25% si se tienen elementos no estructurales de materiales frágiles conectados a la estructura. Si los elementos no estructurales fueran de materiales dúctiles, se aceptaría un desplome relativo local máximo de 1.87% y, si los elementos no estructurales estuvieran conectados de tal forma que no interfirieran con las deformaciones de la estructura, se aceptaría un desplome relativo local máximo de 2.5%.

En el proceso de diseño se llegó a la conclusión de que el edificio tenía que ser rigidizado al aplicar las pautas de la norma NSR-98 [1], aún sin hacer un estudio detallado del comportamiento no lineal. Como resultado, se proyectó un sistema dual con pórticos arriostrados, como el que se muestra en la Figura 3. Al aplicar un procedimiento análogo al anterior se obtienen las curvas de fragilidad para el pórtico arriostrado de la Figura 19. La distribución de probabilidad de daño corresponde al vector [0,75 0,15 0,06 0,04 0,00], representado mediante el histograma de la Figura 20.

La estructura estudiada fue dimensionada según las especificaciones del *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* [2] y, por lo tanto, la relación entre las resistencias de las columnas y de las vigas que llegan a un nudo, y que garantiza el principio de columna fuerte, viga débil, es relativamente baja. La versión más reciente de dichas especificaciones [4] es mucho más exigente en este aspecto. Las relaciones que se deben satisfacer según estas normas son

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.0 \quad (a)$$

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)}{\sum (1.1 \cdot R_y F_{yb} Z_b + M_v)} \geq 1.0 \quad (b)$$

donde:

A_g Sección transversal de la columna

CURVAS DE FRAGILIDAD S2L CALCULADAS Y DE HAZUS PÓRTICO ARRIOSTRADO

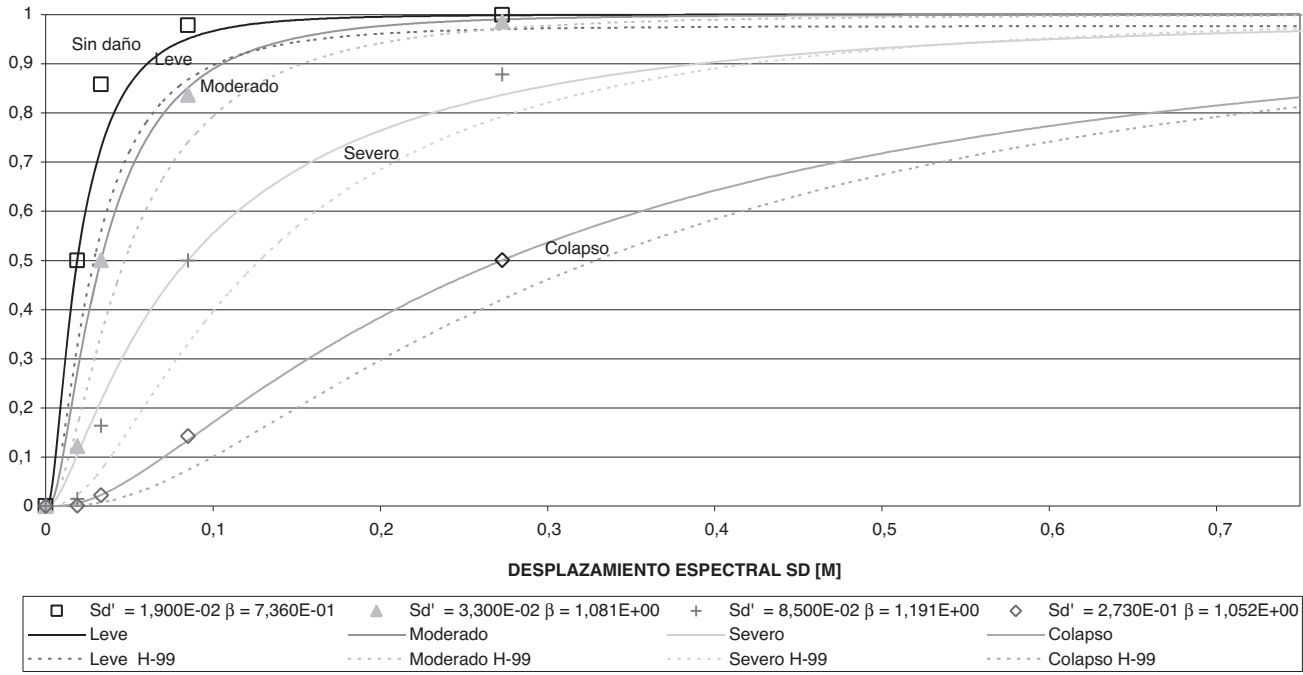


Figura 19. Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico de acero arriostrado con las que presenta HAZUS-99

PROBABILIDAD DE ESTADO DE DAÑO ESTRUCTURAL EN EL PÓRTICO ARRIOSTRADO SEGÚN ESPECTRO SISMAN Y MÉTODO RISK-UE (SD=0,10 M)

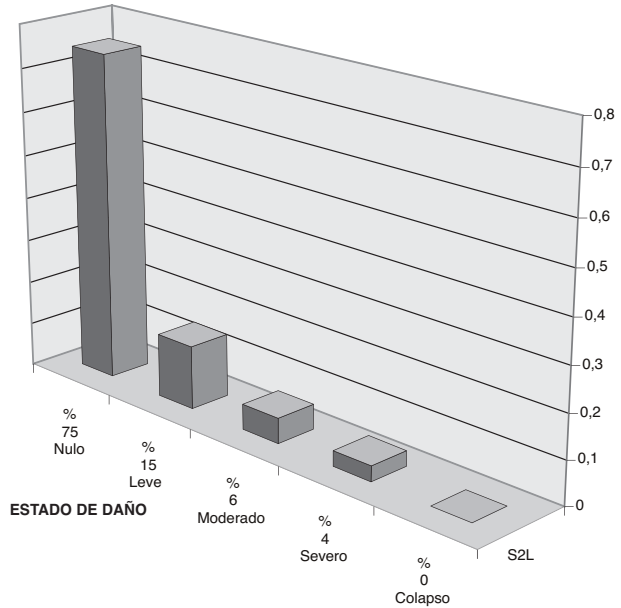


Figura 20. Histograma de probabilidad de daño para $Sd = 0.01 m$

- R_y Relación entre la resistencia a la plastificación esperada y la especificada
- Z_b Módulo de sección plástico de la viga
- Z_c Módulo de sección plástico de la columna

Una comparación de las dos expresiones permite concluir que las nuevas recomendaciones son mucho más exigentes al incorporar un factor de 1,1 además del factor R_y , que puede tomar valores de 1,1 a 1,5, dependiendo del tipo de acero, y del término M_v . Esto conducirá a columnas mucho más robustas, con lo que posiblemente no se necesite aumentar mediante riostras la rigidez lateral de la estructura para cumplir con el requisito de desplome relativo local máximo.

4.2. Clases de vulnerabilidad según EMS-98

Los vectores de probabilidad de daño encontrados (Figuras 18 y 20) pueden usarse para clasificar estas estructuras dentro de la EMS-98 [20] con miras a desglosar las estructuras de acero que a la fecha aparecen en una sola categoría en dicha escala (Ver Anejo 1). Para tal efecto, debe determinarse la intensidad de la acción sísmica. Esto se logra a partir de la PGA (0.25 g) y de las fórmulas que la relacionan con la intensidad sísmica. Para ello se ha usado la relación de Murphy y O'Brien [27]

$$\log_{10} PGA = 0.25I + 0.25 \tag{5}$$

de donde

$$I = \frac{\log_{10} 245,3 + 0,25}{0,25} = 8,56 \tag{6}$$

- F_{yc} Resistencia mínima especificada a la plastificación de la columna
- F_{yb} Resistencia mínima especificada a la plastificación de la viga
- P_{uc} Resistencia requerida en la columna sometida a compresión
- M_v Momento adicional debido al cortante amplificado actuando desde la localización de la articulación plástica hasta el centro de la columna

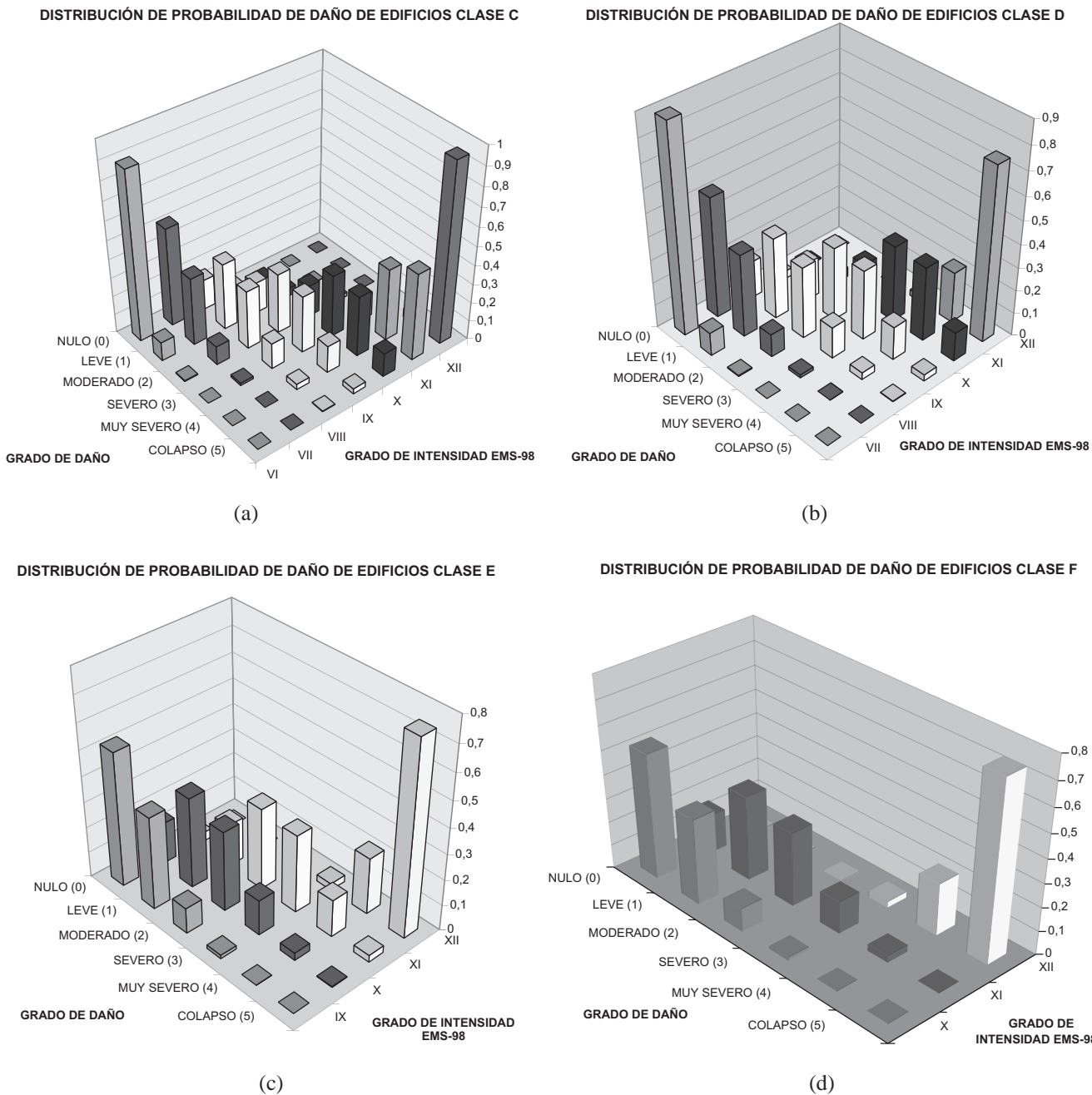


Figura 21. Distribuciones de probabilidad de daño para clase C, D, E y F, de la EMS-98

Por lo tanto, puede decirse que la acción sísmica tendrá una intensidad de entre VIII y IX en la EMS-98 [20]. Ahora bien, al comparar los histogramas de daño obtenidos con los histogramas de daño de las clases de vulnerabilidad de la EMS-98 correspondientes a esas mismas intensidades, puede lograrse una primera aproximación con respecto a la clasificación de los pórticos estudiados. Por ejemplo, el pórtico resistente a momentos tiene un histograma de daño parecido al de la clase C de la EMS-98, si se acepta que la intensidad es VIII, y al de la clase D, si se acepta que la intensidad es IX. Asimismo el pórtico arriostrado se puede ubicar entre las clases D y E. En la Figura 21 pueden verse las distribuciones de probabilidad de daño para las clases C, D, E y F de la EMS-98.

Una clasificación más precisa se puede lograr asignando un índice de vulnerabilidad a cada pórtico con base en las distribuciones de daño obtenidas. De acuerdo con Milutinovic y Trendafiloski [24] el grado de daño medio (μ_D) de un edificio

se puede expresar en función del grado de la intensidad sísmica (I) y del índice de vulnerabilidad (V_I) mediante la siguiente ecuación, la cual proporciona valores de 0 a 5:

$$\mu_D = 2.5 \left[1 + \tanh \left(\frac{I + 6.25V_I - 13.1}{2.3} \right) \right] \quad (7)$$

Si se considera que este parámetro es equivalente al denominado estado de daño más probable d^* obtenido con la distribución binomial para los cinco estados de daño además del nulo, se puede encontrar el índice de vulnerabilidad para el edificio en estudio. A partir del hecho de que para el pórtico resistente a momentos la suma de los porcentajes correspondientes a los estados de daño desde moderado a colapso es 55 % (que se cumple cuando $d^* = 1,6945$) y que la intensidad sísmica es 8,56, se obtiene $V_I = 0,603$. Este índice permite clasificar a la estructura dentro de la clase C.

Análogamente, para el pórtico arriostrado, dado que la suma de los estados de daño de moderado a colapso es 10 % (que se cumple cuando $d^* = 0,562$), se obtiene $V_I = 0,346$. Este índice permite clasificar a la estructura entre las clases D y E, con mayor tendencia a pertenecer a la primera. Los valores de los índices de vulnerabilidad encontrados caen dentro de los intervalos denominados plausibles en Risk-UE [24] para los tipos de pórticos considerados.

5. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos permiten concluir que, al aplicar las *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98* [1], se obtiene una estructura que, una vez arriostrada, puede soportar bien las solicitaciones sísmicas de diseño. En particular, la prescripción de dicha norma de limitar las deformaciones elásticas producidas por el espectro de diseño conduce a un edificio rígido de bajo daño estructural. Debe, no obstante, estudiarse el efecto que dicha rigidización tiene en el comportamiento de los elementos no estructurales sensibles a la aceleración, puesto que una reducción en el desplazamiento espectral del punto de capacidad por demanda implica un aumento de la aceleración espectral del mismo.

El estudio ha permitido obtener unas relaciones para los umbrales de los diferentes estados de daño en función de los puntos característicos del espectro de capacidad bilineal. Estas, sin embargo, no deben considerarse definitivas y deberán verificarse con otras investigaciones. Por lo pronto se proponen las expresiones que se presentan en la Tabla 9 para los distintos estados de daño y que son aplicables a pórticos resistentes a momentos de baja altura. Al mismo tiempo se puede enfatizar que los umbrales obtenidos con la metodología empleada son parecidos a los de HAZUS-99 [17] para los pórticos resistentes a momentos (S1L) y, lo mismo es cierto, aunque a un grado menor, para el caso de los pórticos arriostrados (S2L).

Asimismo, se ha hecho un desglose inicial del comportamiento de las estructuras de acero ante un sismo, clasificando los pórticos resistentes a momento en la categoría C de la EMS-98 [20] y a los pórticos arriostrados en las categorías D y E. Se han obtenido índices de vulnerabilidad que están dentro de los rangos plausibles de Risk-UE [24] para tales estructuras. Se ha comprobado que, al rigidizar un pórtico resistente a momentos con riostras concéntricas, se obtiene una estructura de mucha menor vulnerabilidad sísmica.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado parcialmente por el Ministerio de Ciencia y Tecnología de España y con fondos

Tabla 9. Umbrales de estados de daño propuestos

Estado de daño	Desplazamiento espectral S_d
Leve	$S_{d_L} = 0.60 S_{d_Y}$
Moderado	$S_{d_M} = 1.10 S_{d_Y}$
Severo	$S_{d_S} = S_{d_Y} + 0,20 (S_{d_U} - S_{d_Y})$
Colapso	$S_{d_C} = S_{d_U}$

Feder mediante los proyectos de investigación de referencias CGL2004-22325-E y CGL-2005-04541-C03-02/BTE.

Carlos Alberto Bermúdez Mejía es beneficiario de una beca conjunta entre la Universidad Nacional de Colombia y la Fundación Carolina de España.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] AIS. (1998). *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, D. C., Colombia.
- [2] AISC. (1992). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL., USA.
- [3] AISC. (1994). *Load and Resistance Factor Design (LRFD) Manual of Steel Construction*. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL., USA.
- [4] AISC. (2002). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL., USA.
- [5] ATC. (1996a). *Earthquake Damage Evaluation Data for California (ATC-13)*. Applied Technology Council. Redwood City, California, USA.
- [6] ATC. (1996b). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40)*. Applied Technology Council (ATC). Redwood City, California., USA.
- [7] Barbat, A. H., Canet, J. M. (1994). *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas*. Barcelona, España.
- [8] Barbat, A. H., Oller S., Pujades L. G. (2005). "Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismo-resistente de edificios", *Hormigón y acero*, 238, pp 61-73.
- [9] Barbat, A. H., Pujades, L. G., Lantada, N. (2006). "Performance of buildings under earthquakes in Barcelona, Spain", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 21, pp 573- 593.
- [10] Barbat, A. H., Yepes, F., Canas, J. A. (1996). "Damage scenarios simulation for risk assessment in urban zones", *Earthquake Spectra*, 2(3), pp 371-394.
- [11] Bruneau, M., Uang Ch., Whittaker, A. (1998). *Ductile Design of Steel Structures*. New York, NY, USA.
- [12] BSSC. (1995). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings: 1994 Edition*, FEMA 222A (Provisions), and FEMA 223A (Commentary), prepared by the Building Seismic Safety Council; published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., USA.
- [13] Carr, J. A. (2002). *Ruamoko3d- Inelastic Dynamic Analysis Program*, Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

[14] CEN. (2004). *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

[15] CIMOC. (2002). *Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales*. Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles, Universidad de los Andes, Bogotá, D. C., Colombia.

[16] CSI. (2005). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE*. Computers and Structures. Berkeley, California, USA.

[17] FEMA. (1999). *Earthquake Loss Estimation Methodology (HAZUS 99)*. Federal Emergency Management Agency y National Institute of Building Sciences (NIBS). Washington, D.C., USA.

[18] FEMA. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*, Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., USA.

[19] García, N. W., Bermúdez, C. A. (2000). “Diseño Estructural Edificio Docencia, Campus La Nubia, Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales”, Manizales, CDS., Colombia.

[20] Grünthal, G. ed. 1998. “Escala Macrosísmica Europea 1998 (EMS-98)”, *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg*.

[21] ICBO. (1985). *Uniform Building Code (UBC-85)*. International Conference of Building Officials. Whittier, California, USA.

[22] ICBO. (1997). *Uniform Building Code (UBC-97)*. International Conference of Building Officials. Whittier, California, USA.

[23] ITEC. (2004). *Sistema de información Sísmica para Manizales (SISMan, versión 1.1.0)*. Ingeniería Técnica y Científica Limitada. Manizales, CDS., Colombia.

[24] Milutinovic, Z. V., Trendafiloski, G. S. (2003). “WP4 Vulnerability of Current Buildings”, Risk-UE Project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns.

[25] MOC. (1981). *Building Standard Law in Japan (BSL)*, Japanese Ministry of Construction. Tokyo, Japan, June 1981 (in Japanese).

[26] Moreno, R., Bairán, J. M., Pujades, L. G., Aparicio, A. C., Barbat, A. H. (2004). “Evaluación probabilista del comportamiento sísmico de edificios porticados de hormigón armado”, *Hormigón y acero*, 231, pp 125- 136.

[27] Murphy, J. R., O’Brien, L. J. (1977). “The Correlation of Peak Ground Acceleration Amplitude with Seismic Intensity and Other Physical Parameters”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 67, No. 3, pp. 877-915.

[28] Pujades, L. G., Barbat, A. H. (2004). “Metodología de Estimación de la Vulnerabilidad Sísmica de las Construcciones Clasificadas de “Importancia Especial” en la NCSE-02” *Informe Técnico N° IT-438* Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

ANEXO 1 ESCALA DE INTENSIDAD MACROSÍSMICA EUROPEA EMS-98 [20]

TIPO DE ESTRUCTURA		Clase de vulnerabilidad					
		A	B	C	D	E	F
FÁBRICA	piedra suelta o canto rodado	○					
	adobe (ladrillo de tierra)	○	—				
	mampostería	—	○				
	sillería		—	○	—		
	sin armar, de ladrillos o bloques	—	○	—			
	sin armar, con forjados de hormigón armado		—	○	—		
	armado o confinada			—	○	—	
HORMIGÓN ARMADO	pórtico sin diseño sismorresistente (DSR)	—	—	○	—		
	pórtico con nivel medio de DSR		—	—	○	—	
	pórtico con nivel alto de DSR			—	—	○	—
	muros sin DSR		—	○	—		
	muros con nivel medio de DSR			—	○	—	
	muros con nivel alto de DSR				—	○	—
MADERA / ACERO	estructuras de acero			—	—	○	—
	estructuras de madera		—	—	○		
CONVENCIÓN							
○	Clase de vulnerabilidad más probable						
—	Rango probable						
.....	Rango de casos menos probables, excepcionales						

José Antonio Torroja, Doctor Honoris Causa por l'École Nationale des Ponts et Chaussées de París



José Antonio Torroja, Prof. Dr. Ingeniero de Caminos y miembro de Ache, ha sido investido Doctor honoris causa por l'École Nationale des Ponts et Chaussées de París el pasado día 19 de junio de 2008.

En su discurso de exposición de méritos para recibir la distinción, Philippe Courtier, Director de la Escuela de París, indicó que cuando se concibió en la Junta de Gobierno de su Escuela la idea de conceder el título de Doctor Honoris Causa a alguna personalidad extranjera que hubiera contribuido en gran medida a la proyección de la propia Escuela, todos pensaron, naturalmente, en José Antonio Torroja. Resaltó el papel desempeñado por él en la firma, hace ahora 20

años, del acuerdo de doble titulación alcanzado entre dicha Escuela y la de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. En aquel momento, cuando comenzaron a plantearse posibles acuerdos de doble titulación entre universidades, fue decisión firme del Prof. Torroja que, si con alguna Escuela se llegaba a algún acuerdo de ese tipo, debía ser con la Escuela de París. José Antonio Torroja en su doble papel de Director de la Escuela de Madrid y Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos fue clave para la consecución de tal acuerdo, satisfaciendo tanto los condicionantes académicos impuestos por las dos Escuelas, como los establecidos por el propio Colegio de Caminos.

Además, Philippe Courtier resaltó la polifacética personalidad de José Antonio Torroja, con una destacadísima vertiente académica, con el desempeño de cargos de gran responsabilidad como los ya citados y con una brillante trayectoria como ingeniero. Finalizó diciéndole, cariñosamente, que el problema de identidad del que él mismo, a veces, ha alardeado (primero fue el hijo de su padre y luego el padre de su hija), no dejaba de ser una cierta muestra de coquetería.



Por su parte, José Antonio Torroja, en sus palabras de agradecimiento por la distinción recibida, se mostró enormemente feliz y dichoso de sentirse como “nieto preferido” de su “abuela”, pues si para él, la antigua Escuela Especial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, podía ser considerada como su madre, se puede decir con toda propiedad que l'École Nationale de Paris sería su abuela, por cuanto, a partir de la creación de la de Madrid por Agustín de Bethancourt, a imagen y semejanza de la de París, aquella era considerada por muchos, hija de ésta. De alguna forma, no muy ortodoxa, esta distinción le permitía obtener una doble titulación a la que, a estas alturas, no hubiera accedido por la vía “reglamentaria” de *pasarse* dos años estudiando en la Escuela de París y, que conste, sólo por razones de edad.

Leonardo Fernández Troyano, premiado con la medalla John A. Roebling en EE.UU.



Leonardo Fernández Troyano con su esposa, Teresa y sus hijos, Lucía y Leo.

Leonardo Fernández Troyano, Dr. Ingeniero de Caminos y miembro de Ache, ha sido galardonado el pasado mes de junio con la medalla John A. Roebling, premio concedido anualmente por la IBC (International Bridge Conference), conjuntamente con Bayer Corporation y las revistas "Roads and bridges Magazine" y "Bridge design and engineering Magazine", en reconocimiento a toda una vida profesional dedicada al diseño y proyecto de puentes.

La medalla le fue entregada personalmente el día 2 de junio de 2008 en la ciudad de Pittsburgh, EE. UU., sede este año de dicha conferencia.

La IBC está patrocinada, entre otras instituciones, por AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), ASHE (American Society of Highway Engineers), FHWA (The Federal Highway Administration) y PCI (Pre-cast/Prestressed Concrete Institute).

En el texto oficial de la sesión IBC 2008 Bridge Awards Program se señala que Leonardo Fernández Troyano está ampliamente reconocido como uno de los ingenieros de puentes más destacados del mundo por sus elegantes y bellos proyectos de puentes modernos, al tiempo que destaca su pasión por los puentes históricos y su conservación.

En su discurso de agradecimiento "Vivir con los puentes" (que, por su interés, se reproduce íntegramente al final de esta nota en su versión en español), Leonardo Fernández Troyano señaló cómo el puente ha sido el objeto fundamental de su actividad profesional y, por ende, una parte fundamental de su vida que viene desde niño a través del contacto permanente y las enseñanzas recibidas de su padre Don Carlos Fernández Casado.

La lista de grandes ingenieros galardonados anteriormente con esta medalla incluye a William B. Conway, Charles Seim, John E. Breen, William Brown, Hiroyuk Fujikawa, Jackson Durkee, James Roberts, Gene Figg, Abba G. Lichtenstein, Man-Chung Tang, Christian Menn, Frank D. Sears, John W. Fisher, Jean M. Muller, Arthur L. Elliott, Frank L. Stahl, Herbert Rothman, T.Y. Lin, Blair Birdsall, y Carl H. Gronquist.

Ahora, en 2008, la ingeniería española se incorpora al grupo de honor de este premio en la persona de Leonardo Fernández Troyano. ¡Enhorabuena!

Celso Iglesias Pérez

El puente ha sido, es, y seguirá siendo, el objeto fundamental de mi actividad profesional, y esta actividad es para mí, como para muchas otras personas, una parte fundamental de mi vida.

Creo que una de las suertes que se puede tener en la vida, es que la propia profesión sea además una diversión y esta suerte yo la he tenido en un alto grado. Lo he pasado y lo paso muy bien haciendo puentes.

Proyectar un puente y construirlo es normalmente un proceso de años, que termina cuando vemos el puente acabado. Esta contemplación que culmina el proceso es uno de los momentos más felices del hacer del ingeniero. Unas veces la obra terminada responde casi totalmente a lo que hemos esperado de ella; otras veces nos sorprende gratamente porque es mejor que la idea inicial; y otras, desgraciadamente, es peor. Con frecuencia de la contemplación de la obra acabada se obtienen ideas que no estaban en el planteamiento inicial pero que nos las comunica la obra acabada. En ocasiones entre los ingenieros y en otras profesiones creadoras, la explicación de un proyecto se hace después de ver el puente terminado. Todo ello nos sirve para seguir hacia delante, y continuar haciendo nuevos puentes, cuyo conjunto tendrá siempre una continuidad.

Mi relación con los puentes me viene desde niño. Mi padre, el ingeniero Carlos Fernández Casado, a quien desde aquí quiero rendir un homenaje, fue profesor de puentes de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos en Madrid. La mayor parte de lo que sé me lo enseñó él, y una de las cosas que me enseñó es que para ser Ingeniero con Mayúscula, además de hacer ingeniería, había que estudiar y pensar sobre su significado, su historia, su trascendencia para el hombre, y su relación con la Naturaleza. Creo que puedo decir sin temor a equivocarme, y teniendo en cuenta que en este juicio no soy imparcial, que mi padre fue un Ingeniero con I mayúscula.



Puente de Alcántara.

Con él, desde pequeño, he recorrido la geografía de nuestro país viendo puentes de todas las épocas, grandes y pequeños, desde los romanos hasta los de nuestros días. El estudio de los puentes históricos fue una parte importante de su hacer profesional. Sus libros sobre puentes y sobre acueductos romanos en España son básicos para su conocimiento. Al escribir sobre el puente de Alcántara, el “puente entre los puentes” (Alcántara en árabe quiere decir puente), mi padre hizo la siguiente declaración académica: “Que nadie construya puentes en España sin haber pasado por Alcántara”. Recuerdo que cumplimos con ilusión este dictado de mi padre cuando mi hija Lucía terminó la carrera de Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y fuimos una parte de la familia con ella a ver el puente de Alcántara.

A esta visión del valor del conocimiento histórico de la ingeniería se contraponen la de Jean Rodolphe Perronet, ingeniero francés fundador de l'École de Ponts e Chaussées de París, y uno de los ingenieros importantes en la historia de los puentes porque introdujo una transformación significativa en la técnica de los puentes de piedra que se había mantenido prácticamente invariable desde los romanos hasta el siglo XVIII. Perronet aumentó el rebajamiento de los arcos, disoció los arcos de las pilas, y aumentó significativamente la esbeltez de los apoyos. En su introducción a la “Descripción de los proyectos y de la construcción de los puentes” dice que de los puentes anteriores a los suyos no se puede obtener ningún conocimiento útil, planteamiento que nos parece excesivamente radical.

Mi opinión, siguiendo a mi padre, es que en toda actividad creativa con una dimensión expresiva, y por todo ello cultural, es necesario conocer en mayor o menor medida su técnica y su historia. No se puede hacer un puente sin conocer las técnicas actuales que se requieren para ello. Pero tampoco se pueden hacer puentes sin saber cómo otros ingenieros se han enfrentado a problemas análogos. El dominio de ambas dimensiones del problema es lo que nos permitirá dar pasos adelante, o lo que es lo mismo, introducir innovaciones en el hacer de los puentes.

Se puede discutir qué periodos anteriores de la construcción tienen influencia en nuestra actividad actual, pero indudablemente necesitamos conocer trabajos anteriores para hacer nuevas obras. El arquitecto siempre ha valorado su propia historia y ha sido consciente de la necesidad de conocerla. El ingeniero, con frecuencia, no le ha dado valor.

De mi experiencia personal puedo decir que incluso de los puentes de piedra he aprendido formas de tajamares para hacer tajamares y pilas de puentes actuales. Más he aprendido de los grandes ingenieros del siglo XIX. Las pilas de los grandes viaductos metálicos del Macizo Central Francés son una de las mejores enseñanzas para aprender a hacer pilas de gran altura. Y por supuesto de los ingenieros que más he aprendido es de los del siglo XX, especialmente de los alemanes, franceses e italianos de la mitad de siglo. Nombres como Finsterwalder, Leonhardt, Freyssinet, Courbon o Morandi fueron claves en mi aprendizaje de los puentes.

Pero armado de todo este bagaje, el ingeniero, al proyectar un puente, se queda solo en medio del mundo natural donde tiene que introducir su obra. Se inicia así el diálogo del ingeniero con la Naturaleza, parte fundamental de su trabajo. A este diálogo se refirió mi padre cuando estuvo trabajando en las montañas de Granada. Cito sus palabras: “En perfecta comunión con la Naturaleza, pero sin olvidar que estábamos en actitud de ingenieros, es decir, con intención de dominarla. Pero la belleza y grandiosidad de los paisajes contradecían esta actitud, pues era el ingeniero el que resultaba dominado por ella. Hasta que aprendí prácticamente la frase de Bacon «natura parendo vincitur». Dominamos la Naturaleza obedeciéndola. El ingeniero ha de ser el perpetuo amante de la Naturaleza”.

En mi opinión el único dominio que el ingeniero debe ejercer sobre el mundo natural es puramente de conocimiento. Debe conocer perfectamente sus leyes para poder introducirse en él. La relación del ingeniero con la Naturaleza no se debe plantear como una lucha, como muchas veces se plantea, sino que debe ser todo lo contrario. Nuestras obras se insertan directamente en la Naturaleza, y por ello se puede producir un fenómeno de rechazo por parte de ella, sobre todo si esa inserción no se hace correctamente, o no se conocen suficientemente bien sus leyes. Esto puede dar la idea de que se plantea una lucha entre el ingeniero y la Naturaleza, pero pienso que es un planteamiento equivocado de esta relación. Creo que ésta se debe aproximar más a una relación amorosa, que no siempre será una relación idílica, sino que puede ser tormentosa, y de ello hay multitud de ejemplos en la literatura romántica del siglo XIX.

A partir de todo lo anterior el ingeniero tiene que dar forma a su puente. Es un proceso creativo en el que intervienen los factores anteriores en mayor o menor medida, y muchos otros que pueden variar según el puente concreto que vayamos a hacer. No voy a entrar en un análisis de estos factores sino que les voy a contar algunas de mis vivencias y experiencias en este quehacer.

Una de las pocas ventajas que tiene ser mayor, y que le sitúa a uno en una posición satisfactoria en la vida, es que detrás tiene una obra hecha. Esta obra puede ser mayor o menor, mejor o peor, pero ahí está.

Dentro de mi trayectoria profesional he tenido ocasión de hacer puentes de todos los tipos posibles que existen en el momento actual: puentes colgantes, puentes atirantados, puentes arco, puentes pórtico, puentes con vigas trianguladas, y puente con vigas de alma llena; y de utilizar distintos materiales, extrapolando la palabra material al funcionamiento resistente conjunto de elementos de distintos materiales. He construido puentes de hormigón armado, de hormigón pretensado, puentes de acero, y puentes mixtos. Creo que esto se debe en gran parte a la circunstancia histórica que me ha tocado vivir, porque no en todas las épocas se dan las mismas posibilidades. Hasta el siglo XVIII los ingenieros sólo podían hacer puentes de piedra o de madera.

En la primera mitad del siglo XX la mayoría de los ingenieros de puentes estaban especializados en un solo material. Los ingenieros que hacían puentes de hormigón sabían poco o nada de las estructuras metálicas y viceversa. Cada uno defendía su material como único y casi exclusivo, descalificando en ocasiones el otro con una pasión muy alejada del planteamiento tecnológico del problema porque en ingeniería, como en todo saber humano, se termina queriendo más lo que mejor se conoce.

Buenos ejemplos de este proceder han sido los ingenieros Maillart, Freyssinet y Finsterwalder, del lado del hormigón, y los ingenieros de los grandes puentes americanos de la primera mitad del siglo XX como O.H. Ammann, L.S. Moissieff o D.B. Steinman, del lado del acero.

Yo empecé a trabajar con mi padre cuando en España se estaba iniciando el hormigón pretensado, con cierto retraso con respecto al resto de Europa, que en ese momento estaba en pleno desarrollo de las técnicas que aparecieron después de la Segunda Guerra Mundial. Es la Edad de Oro de los puentes alemanes debida en gran parte a la titánica labor de reconstrucción de los puentes destruidos por la Guerra. Es el momento de los grandes puentes del río Rin: Los grandes puentes de hormigón pretensado, los puentes metálicos con vigas de alma llena y losa ortótropa, y los primeros puentes atirantados. Todos estos tipos de puentes se encontraban en un periodo de juventud. Con esto nos queremos referir a las pautas de desarrollo de las diferentes técnicas, que pensamos que todas ellas han seguido un proceso similar, caracterizada por dos etapas más o menos diferenciadas:

La primera etapa, que podemos llamar de juventud, se inicia con el descubrimiento de la nueva técnica. En esta primera etapa la evolución es muy rápida; se van sucediendo avances significativos en los diferentes puentes que se van construyendo, y se va progresando rápidamente hasta conseguir un dominio casi pleno de la nueva técnica. Termina así la etapa de juventud y se inicia la de madurez. En ella los avances son más pequeños y espaciados. La evolución que se produce en esta técnica en concreto será más debida a la evolución general de las técnicas de los puentes, que a un mejor entendimiento de ella.



Puente de la Autopista del Atlántico sobre la ría de Pontevedra en construcción.

Esto me lleva a poder decir que inicié mi trabajo, es decir, mi juventud profesional, en paralelo con la juventud en España de la mayoría de las técnicas actuales de puentes. El hormigón pretensado, las estructuras mixtas, los puentes metálicos con losa ortótropa y los puentes atirantados. Y hemos madurado juntos, hasta llegar al momento actual, único en la historia de los puentes modernos, en que todas las técnicas de puentes están en su periodo de madurez.

Esto ha llevado al ingeniero a una actitud diferente a la que ha tenido durante toda la evolución del puente moderno. Esta madurez de las técnicas, que en definitiva significa un dominio

de ellas, ha permitido abrir el campo de las soluciones posibles, recuperando técnicas prácticamente abandonadas, como son por ejemplo los puentes triangulados. Podemos considerar que la ingeniería de puentes se encuentra en un periodo que podemos considerar ecléctico, porque se utiliza todo tipo de soluciones y materiales, o lo que es lo mismo, todo tipo de técnicas y estilos de hacer puentes. En el ingeniero hay siempre un afán de novedad que en este momento no lo proporciona la propia evolución de las técnicas, sino la búsqueda de nuevas soluciones.

Otra tendencia que ha producido esta situación de madurez es que en muchos casos la forma se ha convertido en elemento prioritario y excluyente en los proyectos de puentes. Ha aparecido una nueva figura, el diseñador de puentes, desligado de los demás problemas que se plantean en una obra de ingeniería; el puente se convierte en un objeto de puro diseño al que luego hay que darle una estructura.

Llegamos así a uno de los problemas fundamentales de una gran parte de los puentes actuales, que es la sobrevaloración de su carácter monumental. El puente es en primer lugar una obra útil con un fin concreto: hacer camino sobre el río, pero esto no significa negar el valor monumental que pueden tener, y han tenido desde los romanos, especialmente los más grandes. La escala es un valor fundamental en los puentes. Actualmente en muchos casos la sociedad demanda ese valor monumental. Será el ingeniero quien debe valorar este factor, en algunos casos fundamental, y llegar a un equilibrio entre todos los factores que concurren en el proyecto. La ingeniería de puentes termina siempre en una búsqueda de equilibrios. Pero pensamos que muchos puentes actuales se alejan de ese equilibrio. Las palabras del ingeniero Pier Luigi Nervi ya advertían en 1961 de este problema: “Es necesario no olvidar que la riqueza de las soluciones estáticas hechas posibles por la precisión de los sistemas de cálculo y por las cualidades de los materiales puede conducir a esquemas estáticos antinaturales, es decir, a una arquitectura de estructuras que, en lugar de desarrollarse por un pensamiento lógico, resultado de los términos: belleza, armonía y sensibilidad, proviene de leyes impersonales del mundo estático a las cuales se les obliga a hacer acrobacias exhibicionistas”.

Como ya he dicho, he tenido ocasión de hacer puentes de diversos tipos, y todos ellos me han interesado a lo largo de mi vida profesional, pero entre todos los elementos que pueden formar un puente, quiero destacar uno, que desde que empecé a trabajar me ha producido una fascinación especial: el cable.

El cable es el elemento resistente más eficaz que ha inventado el hombre, y por ello los mayores puentes están sustentados por cables; son los puentes colgantes y los atirantados. Pienso que el tirante es la mejor manifestación de una pieza en tensión, es decir, donde el fenómeno resistente es más evidente.

La eficacia del cable se debe en primer lugar a que resiste exclusivamente a tracción. En principio podríamos pensar que sería igual de eficaz un elemento que resista exclusivamente a compresión, pero sabemos que la tracción y la compresión no son simétricas porque existe el fenómeno de pandeo que limita la esbeltez de las piezas a compresión. A esta ventaja se suma en segundo lugar la mayor resistencia que se consigue en el acero con los alambres delgados, lo que lleva al cable de alambres, trenzados o paralelos, lo que mejora además su flexibilidad. Todo ello le da al cable un valor que le da un carácter casi mágico, o al menos así lo he sentido yo.



Puente del Léz (Pontevedra).

A esta atracción por el cable se sumó la atracción por el puente atirantado, el puente por excelencia del siglo XX. Todos los demás tipos de puentes modernos se iniciaron en el siglo XIX, o en siglos anteriores, pero el puente atirantado se inició a mediados del siglo XX, y su periodo de juventud podemos decir que terminó a finales del siglo con los puentes de Normandía y de Tatará. Por ello, cuando empecé a trabajar estaban en plena juventud, y en cuanto tuve ocasión construí una pasarela atirantada en Barcelona, terminada en 1974. Después de esta pasarela he construido cinco puentes atirantados de diversos tipos, dos más están en construcción y otros dos en proyecto.

La ocasión de hacer unos puentes colgantes se me presentó al tener que reconstruir una serie de puentes ligeros en una zona montañosa que había destruido una avenida del río. La reconstrucción se hizo a base de una solución única de puentes colgantes con luces variables de 70 a 102 metros cuyos tableros estaban formados por piezas de hormigón prefabricadas iguales. Una solución parecida utilizamos para el paso de un colector sobre el río Jarama cerca de Madrid, y por último para dos pasarelas de 110 y 90 metros de luz en la ciudad de Madrid, también con tableros de hormigón prefabricado.



Puente colgante sobre la R-3 (Madrid).

Otros puentes sustentados con cables son los dos que hemos hecho en Andorra para conseguir tableros de canto mínimo. La irregularidad del sistema de cuelgue nos ha llevado a utilizar esferas para situar el anclaje superior de los tirantes.

Otro motivo de satisfacción que he tenido en mi vida profesional es que una gran parte de mi trabajo lo he desarrollado en el continente americano, especialmente en México, aunque también he trabajado en Argentina, en Ecuador, y en la República Dominicana.

En Argentina hicimos en la ciudad de Buenos Aires la obra más grande de todas las que hemos construido: el viaducto urbano de la Avenida 25 de mayo y de la de Perito Moreno, que tienen una longitud total de catorce kilómetros.

En México he hecho los puentes de mayor luz que he construido. No son de grandes luces; el mayor, el puente sobre el río Papaloapán tiene 202 metros de luz, pero el ingeniero no elige las luces, son los ríos los que la fijan. También hemos hecho puentes de ferrocarril, entre ellos el viaducto de Metlac con pilas de gran altura y el puente-túnel Pensil que vuela desde la roca.

Además de hacer puentes, me he dedicado también a estudiar los puentes de todas las épocas y he intervenido en la restauración de varios puentes de piedra históricos españoles. El estudio de los puentes me ha llevado a viajar por muchos países del mundo para poder estudiarlos. Esto obliga muchas veces a hacer recorridos alejados de los itinerarios turísticos clásicos. Tengo que agradecer a mi familia y especialmente a mi mujer, que me han acompañado a estos viajes, lo que algunas veces requería mucha paciencia y obligaba a suprimir visitas más interesantes desde sus puntos de vista.



Puente de París (Andorra).

Por último quiero agradecer con mi más sincero entusiasmo la medalla que me habéis concedido, lo que para mi ha sido una de las mayores satisfacciones que me ha dado mi profesión. Tener una medalla que lleva el nombre de John A. Roebling, uno de los ingenieros de puentes que más admiro, es una alegría difícil de manifestar.

El nombre de la medalla y el de mis antecesores en este honor le han dado un prestigio fuera de toda duda. Nombres como Carl Gronquist, T.Y. Lin, Jean Muller, Christian Menn, Man-Chung Tang, Gen Figg y William Brown le han añadido prestigio a la medalla. He citado los que mejor conozco, pero estoy seguro que todos los demás han ido también acumulando prestigio a la medalla del que en este momento yo resulto beneficiario.

Muchas gracias por concederme esta medalla, y muchas gracias a todos Ustedes por escucharme.

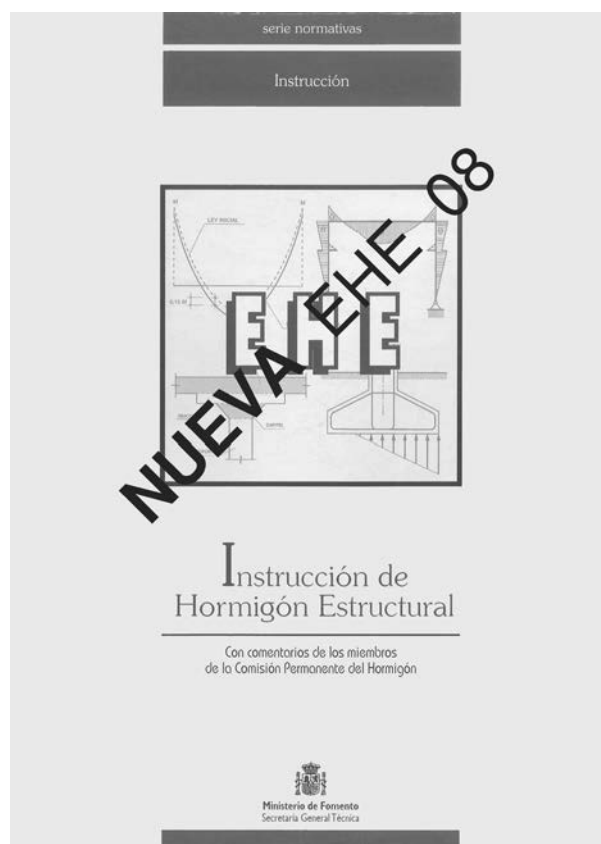
Leonardo Fernández Troyano

Aprobada la nueva instrucción de hormigón estructural (EHE-08)

En su reunión del viernes 18 de julio, el Consejo de Ministros aprobó mediante un Real Decreto la “Instrucción de hormigón estructural (EHE-08)”, que tiene por objeto regular el proyecto, ejecución y control de las estructuras de hormigón, tanto en obras de edificación como de ingeniería civil, al objeto de conseguir la adecuada seguridad de las mismas, preservando la de las construcciones que en ellas se sustentan y la de los usuarios que las utilizan.

Para ello, el proyecto define un marco de unicidad técnica, coherente con el establecido en la normativa técnica europea y armonizado con las disposiciones relativas a la libre circulación de productos de construcción en el mercado único europeo. Sustituye a la Instrucción de hormigón estructural (EHE) actualmente vigente, así como a la Instrucción para el proyecto y ejecución de forjados unidireccionales de hormigón estructural, realizados con elementos prefabricados (EFHE-02), también vigente. La revisión de la vigente Instrucción de hormigón estructural se elabora como consecuencia de la necesidad de adaptarla a los desarrollos que han tenido lugar recientemente en el ámbito europeo, entre los que cabe destacar:

- La finalización de los trabajos desarrollados por el Comité Europeo de Normalización (CEN) en relación con los Eurocódigos estructurales y, en particular, con la norma europea EN 1992-1-1 “Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1.1. Reglas generales y edificación”.
- Entrada en vigor del marcado CE para los primeros casos de productos de construcción, en el ámbito de la Directiva comunitaria de 21 de diciembre de 1988 relativa a la aproximación de las disposiciones legales, reglamentarias y administrativas de los Estados miembros sobre productos de construcción.



Además, la nueva Instrucción EHE-08 introduce una serie de novedades, que se resumen a continuación:

- Ampliación del ámbito de la Instrucción EHE, incorporando los hormigones de resistencias hasta 100 N/mm^2 (1000 kp/cm^2).
- Profundización en la garantía de la durabilidad de las estructuras, permitiendo establecer en proyecto una vida útil específica en función del tipo de estructura.
- Incorporación de aspectos medioambientales en el proyecto y ejecución de las estructuras de hormigón, ampliando la casuística de reciclado y reutilización de residuos (áridos reciclados, adiciones minerales procedentes de subproductos industriales, etcétera), previniendo la generación de impactos durante la ejecución y fomentando el empleo de las mejores prácticas medioambientales.
- Incorporación de nuevos materiales no incluidos hasta ahora en la Instrucción EHE (hormigón reciclado, hormigón autocompactante, hormigón con fibras, hormigón con árido ligero, etcétera) y, en general, adaptación al avance en el estado del conocimiento.

El texto completo de la nueva Instrucción EHE está disponible en versión pdf en la página web del Ministerio de Fomento, Comisión Permanente del Hormigón

http://www.fomento.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/DIRECCIONES_GENERALES/ORGANOS_COLEGIADOS/CPH/instrucciones/EHE2007/

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE

Comisión	Grupo de trabajo	Coordinador
C1 Proyecto Presidente: Juan Carlos Arroyo Portero	GT1/1 Recomendaciones para el proyecto de losas alveolares	Manuel Burón Maestro
	GT1/2 Representación gráfica de estructuras de hormigón de edificación	Roberto Brufau Niubó
	GT1/3 Proyectos de estructuras de hormigón en zona sísmica	José Romo Martín
	GT1/4 Adherencia en elementos prefabricados con armadura pretesa	Fernando Martínez Abella
	GT1/5 Proyecto de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
C2 Materiales Presidente: David Fernández Ordóñez Hernández Vicepresidente: Honorino Ortega Valencia	GT2/1 Armaduras activas	José Quereda Laviña
	GT2/2 Hormigón autocompacto	Luis Pablo González Torijano
	GT2/3 Aditivos químicos para el hormigón estructural	Joana Roncero
	GT2/4 Estadística aplicada. Modelos lineales	Juan Carlos López Agüi
C3 Ejecución Presidente: Manuel Burón Maestro Secretario: José A. del Rosario	GT3/2 Hormigonado no convencional	Fernando Hué García
	GT3/4 Seguridad y Salud	Manuel Burón Maestro
	GT3/5 Andamios y Apeos	José Antonio del Rosario
	GT3/6 Ejecución de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
	GT3/7 Muros-Pantalla	José García de Miguel
	GT3/8 Movimiento de grandes pesos	Javier Ripoll
C4 Uso y mantenimiento Presidente: Javier León González Secretario: Ariel Dante Espeche	GT4/1 Sistemas de protección para garantizar la durabilidad	Marta García Guillot
	GT4/2 Demoliciones	Agustín Prudencio Díaz
C5 Estructuras y elementos estructurales Presidente: Ángel Aparicio Bengoechea Secretario: Ismael Carpintero	GT5/1 Puentes de ferrocarril	Ignacio Granell Vicent
	GT5/2 Resistencia a cortante en elementos sin armadura transversal	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/5 Diseño de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/6 Forjados mixtos con chapa nervada	Guillermo Corres Peiretti



PETICIÓN DE PUBLICACIONES

Dirección de la Secretaría de ACHE:
 E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Laboratorio de Estructuras
 Avda. Profesor Aranguren, s/n 28040 Madrid - Tlf: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 NIF: G28813442
 info@e-ache.net

Complete los datos requeridos a continuación. Luego rellene el número de unidades de las publicaciones que desee solicitar
 Recuerde que NO SE REALIZARÁ LA COMPRA Y EL ENVÍO hasta no haberse procedido al pago de la forma elegida en el
 formulario.

Datos de Envío

Nombre completo Empresa.....
 Dirección Población C.P.
 Provincia Email Fax Teléfono

Datos de Facturación

Nombre completo Empresa..... CIF/NIF
 Dirección Población C.P.
 Provincia Email Fax Teléfono

¿ Es miembro de ACHE ?

Forma de pago:

- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

LISTA DE PRECIOS

LIBROS

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
B-1	Evaluación de la capacidad portante de estructuras mediante pruebas de carga	4,81	3,61
B-2	Inyección de fisuras con formulaciones de resinas epoxídicas	6,01	4,51
B-4	Morteros de reparación	6,01	4,51
B-5	Modelos de análisis de estructuras de hormigón	13,22	9,22
B-7	Recomendaciones CEB para empalmes mecánicos de armaduras	12,02	9,02
B-8	Tecnología del hormigón Código MC-90 e instrucciones EH-91	12,02	9,02
B-9	Recomendaciones CEB para separadores, calzos y atado de armaduras	6,01	4,51
B-10	Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón	9,02	6,77
B-11	Recomendaciones CEB para uniones soldadas en barras de armado	6,01	4,51
B-12	Durabilidad de estructuras de hormigón. Guía de diseño CEB	24,04	18,03
B-13	Consideraciones de seguridad para variables hidráulicas	7,81	5,86
B-14	Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIB de buena práctica	12,02	9,02
B-15	Comentarios a las modificaciones de la EH-91 relativas a la calidad de hormigones	12,02	9,02
B-16	Estado límite de fisuración en el hormigón estructural	9,62	7,21
B-17	Cálculo simplificado de flechas en estructuras de edificación	9,62	7,21
B-18	El fenómeno de <i>tensión-stiffening</i> en las estructuras mixtas	6,01	4,51
B-19	Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4. Estructuras mixtas. Parte 1.1	3,01	2,25
B-20	Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra	12,02	9,02
B-21	Demolición y reutilización de estructuras de hormigón	12,02	9,02
B-22	Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural	12,02	9,02
B-23	Análisis de estructuras mixtas en ordenador	9,02	6,76
E-1	Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados HP 7-92	12,02	9,02
E-4	Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural	60,10	45,08
E-5	Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes HP-9-96	25,24	18,93
E-6	Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior HP 10-96	24,04	18,03
E-8	Problemas de vibraciones en estructuras	30,05	24,04
E-9	Hormigones de ejecución especial (seis tipos)	24,00	20,00
E-10	Recomendaciones para el Proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados	55,00	44,00
	Comunicaciones al 1er Congreso ACHE 1999 (Vol. 1,2,3)	62,51	56,25
	Comunicaciones II Congreso ACHE 2002. Puentes y Estructuras de Edificación (4 volúmenes + CD)	112,00	75,00
E-11	Diseño y utilización de Cimbras	26,25	21,00
E-12	Manual de Tirantes	42,00	34,00
E-13	Construcción de edificios altos	60,00	48,00

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
G-1 3ª Edición	Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno	16,25	13,00
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 1	12,02	9,02
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 2	12,02	9,02
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 3	12,02	9,02
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 4	24,04	18,03
	Estructuras pretensadas en España 1994 -1997	36,06	30,05
	Estructuras de edificación prefabricadas	39,67	29,75
	Comunicaciones presentadas a las Jornadas sobre El Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón	24,04	18,03
	Primeras Jornadas de ACHE sobre la enseñanza del hormigón estructural	30,05	2,54
	Patología y control de calidad del hormigón	28,25	16,23
	Comunicaciones Primer Congreso Nacional de Prefabricación (Libro+CD)	60,00	45,00
	Comunicaciones "Jornada Comportamiento de Estructuras de Hormigón en zonas Sísmicas Madrid 5/6 Mayo 2004"	50,00	37,50
	Comunicaciones "Seminario Proyecto de Estructuras de Hormigón de Alta Resistencia Madrid 30 Noviembre 2004"	50,00	37,50
	Comunicaciones III Congreso ACHE 2005. Puentes y Estructuras de Edificación (5 volúmenes + CD)	120,00	90,00
M-1	Armaduras pasivas en la EHE	19,83	15,03
M-2	Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero	19,83	15,03
M-3	Principios generales para el proyecto de detalles de armado	19,83	15,03
M-4	Manual de ejemplos de aplicación a la EHE a la edificación	27,05	21,64
M-5	Conceptos de aseguramiento de la calidad aplicados al control de recepción del hormigón estructural adaptado a la EHE	19,83	15,03
M-6	Método de Bielas y Tirantes	25,00	20,00
M-7	Control estadístico del hormigón estructural	35,00	30,00
M-8	Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia	25,00	20,00
M-9	Pruebas de Carga de Estructuras	25,00	20,00
M-10	Comprobación de un tablero mixto	25,63	20,50
M-11	Utilización de árido reciclado para fabricación de hormigón estructural	25,63	20,50
M-12	Ejemplo de tablero de hormigón pretensado según la normativa española	25,63	20,50
TESIS DOCTORALES				
	Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en servicio - Manuel Octavio Valcuende Payá	18,03	9,02
	Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental - Alejandro Pérez Caldentey	24,04	12,02
	El efecto del tamaño y mecanismos de rotura en el ensayo de compresión diametral - Claudio Rocco	30,05	15,03
	Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión - Gonzalo Ruiz López	30,05	15,03
	Análisis acoplado de los fenómenos de fluencia, retracción y fisuración y efectos de segundo orden en estructuras de hormigón armado - José Antonio Martínez	30,05	15,03
	Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios - Jesús Gómez Hermoso	19,83	15,03
	Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado- Bahaa Sharaf Turk	19,83	15,03
	Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga - Gustavo Ariel Pérez	19,83	15,03
	Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado(+ separata) - Manuel Burón Maestro	19,83	15,03
	Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos - Juan Rodado López	19,83	15,03
	Establecimiento de índices de calidad de la unión entre tongadas en presas de hormigón HCR - Jesús M. de la Fuente González	19,83	15,03
	Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación - José A. Martín Caro Álamo	19,83	15,03
	Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes con pretensado extradosado - Gustavo Chio Cho	19,83	15,03
	Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales - Cristina Vázquez Herrero	19,83	15,03
	Estudio experimental de la adherencia de cordones pretesos en hormigones de altas prestaciones iniciales - José Rocío Martí Vargas	19,83	15,03
	Comportamiento diferido del hormigón estructural considerando la no linealidad mecánica. Estudio teórico y experimental - Mirian Valentina Sánchez Pérez	19,83	15,03
	Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Beams - Antoni Cladera Bohigas	19,83	15,03
	Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento postfisuración- Alberto Domingo Cabo	19,83	15,03
	Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero - Miguel Fernández Ruiz	19,83	15,03
	Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: Dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante - Belén González Fonteboa	19,83	15,03
	Estudio del comportamiento a flexión y cortante de puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca - José Turmo Coderque	27,33	20,50
REVISTA HORMIGÓN Y ACERO				
	Revista Nº	24,00	20,00



Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias, conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad, podrán clasificarse como artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse, entre otros, a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras y sus materiales. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras y sus materiales, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos o ambientales de las mismas.

Además de los artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser, entre otras, comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etcétera.

La revista se imprime en blanco y negro, salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa, que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Sólo podrá solicitarse la publicación de artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4. PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la revista *Hormigón y Acero* deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

- Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.

- Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.
 - Declaración de la originalidad de la contribución comentada en el apartado 3 de estas Normas.
2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas según la estructura indicada en el apartado 5.8.
 3. Texto de la contribución (**sin figuras**) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.
 4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr.* Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Freehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución es la siguiente:

- PARA ENVÍOS POSTALES:

Revista *Hormigón y Acero*
ACHE

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n - Ciudad Universitaria
28040 - Madrid

- PARA ENVÍOS POR CORREO ELECTRÓNICO:

info@e-ache.net

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. EXTENSIÓN

Los artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de los artículos

que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. FORMATO DEL TEXTO

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

El texto no debe duplicar información o resultados incluidos en las tablas de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. GRÁFICOS, FIGURAS Y FOTOS

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deberán tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.
- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 ó 18 cm. de anchura. Esta circunstancia deberá ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deberán ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deberán contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. TABLAS

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. UNIDADES

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. ECUACIONES Y EXPRESIONES MATEMÁTICAS

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incompreensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la fórmula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (v. gr. la l y el uno (1); la O y el cero (0); la K y la k, etc.).

5.7. CITAS DE OTROS AUTORES

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

5.8. ESTRUCTURA GENERAL DE LAS CONTRIBUCIONES

En la página web de la revista hay, a disposición de los autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

Título: El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias Bibliográficas: Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

a) *Referencias a artículos publicados en revistas:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) *Referencias de libros:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores, filiación de los autores y el texto.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todas las contribuciones recibidas que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisadas por al menos dos miembros del Comité de Redacción, ya sean Vocales o Asesores. En ocasiones, el Comité de Redacción podrá requerir para esta labor de revisión, la intervención de algún experto ajeno a él, que sea especial conocedor del tema tratado en el artículo.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en *Hormigón y Acero*. En caso de aceptación ésta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

7. CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un “Acuerdo de Publicación”, que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de *Hormigón y Acero*.

8. MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión, ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato .pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la revista.

9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del Artículo publicado al autor responsable.

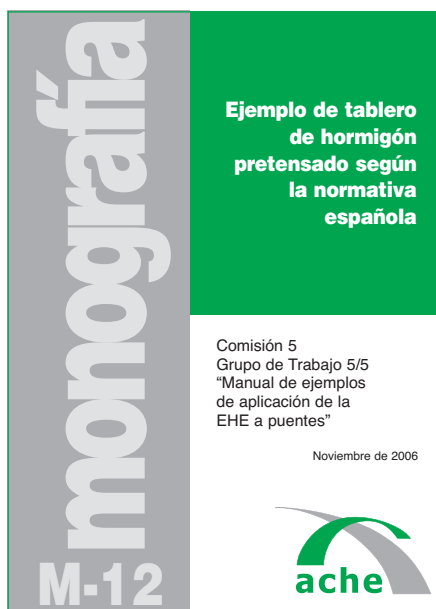
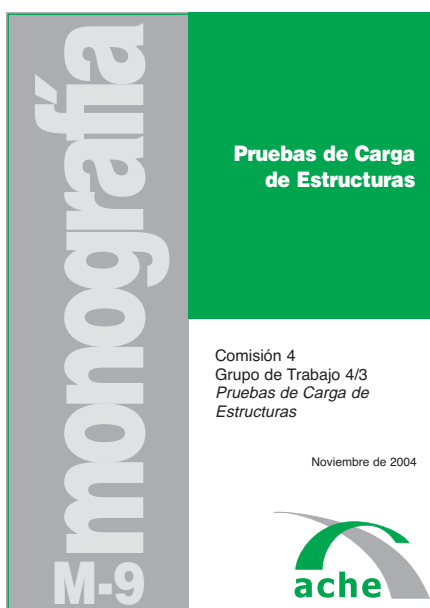
El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.



ÚLTIMAS
MONOGRAFÍAS
PUBLICADAS

Véase listado de monografías
publicadas y formulario de petición
de publicaciones en páginas
104 y 105 de este mismo número



<http://www.e-ache.com>



Boletín de inscripción en ACHE

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral. Los Estatutos de ACHE contemplan los siguientes tipos de miembro:

- 1. Miembro Patrocinador.** Es la máxima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El voto del miembro patrocinador se computa con peso 5. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.
- 2. Miembro Protector.** Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso 3. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.
- 3. Miembro colectivo.** Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.
- 4. Miembro personal.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.
- 5. Miembro Menor de 30 años-** Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones aperiódicas que decida el Consejo. El voto del miembro menor de 30 años se computa con peso 1.
- 6. Miembro Estudiante.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas de edad igual o menor que 30 años, admitiéndose también en esta categoría a los doctorandos en disfrute de una beca que hubiesen rebasado dicho límite de edad. Tiene los mismos derechos que el miembro persona, incluido el de voto.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Ciudad Universitaria
Avda. Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre.....

NIF..... Calle.....

Ciudad..... Código Postal..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax..... E-mail.....

desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de solicita más información sobre la modalidad de Miembro

Estudiante (1º y 2º ciclo y menores de 30 años) (20 €)

Menor de 30..... (40 €)

Personal (80 €)

Colectivo (187 €)

Protector (337 €)

Patrocinador (675 €)

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de.....

Agencia.....

Calle.....

Ciudad..... Código Postal.....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma.....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular.....

NIF.....

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control.....

Número cuenta.....





SOSTENIBILIDAD DURABILIDAD RESISTENCIA

El hormigón es respetuoso con
el **Medio Ambiente** por su capacidad de:

- Ser reciclado
- Combinarse con otros productos
- Contención de materiales peligrosos

El hormigón es el material
estructural más adecuado para una
construcción sostenible



DELEGACIONES IECA

SEDE CENTRAL
D. Joaquín Romero Postiguillo
Juan Rejón 103, 3º A
28003 Madrid
www.ieca.es

Delegación de Canarias
D. Joaquín Romero Postiguillo
Juan Rejón 103, 3º A
35008 Las Palmas de Gran Canaria
Tel.: 928.46.28.00 - Fax: 928.46.14.03
E-mail: iecacanarias@ieca.es

Delegación de Cataluña
D. Sergio Carrascón Ortiz
Valencia, 245 3º - 5º p
08007 Barcelona
Tel.: 934.87.22.83 - Fax: 934.87.04.10
E-mail: iecat@ciment-catala.org

Delegación Centro
D. José Quereda Laviña
José Abascal 57, 4º
28003 Madrid
Tel.: 914.01.11.12 - Fax: 914.01.05.86
E-mail: iecacentro@ieca.es

Delegación de Levante
D. Rafael Rueda Arriete
Plaza del Ayuntamiento 2, Pta. 17
46002 Valencia
Tel.: 96.381.90.33 - Fax: 96.381.90.34
E-mail: iecadelegacionlevante@ono.com

Delegación Noroeste
D. Jesús Díaz Minguela
Plaza de San Marcos, 6 - 3ºE
24001 León
Tel.: 987.23.48.33 - Fax: 987.23.65.79
E-mail: iecanoroeste@infonegocio.com

Delegación Norte
D. Inaki Zabala Zuazo
Telletxe 36, 3º Centro (B)
48993 Algorta, Vizcaya
Tel.: 944.91.53.61 - Fax: 944.91.43.98
E-mail: iecanorte@sarenet.es

Delegación Sur
D. Luis Garrido Romero
Virgen de Regla, 1 Esc. B, 1º 3
41011 Sevilla
Tel.: 954.27.40.43 - Fax: 954.27.26.43
E-mail: delegacion@iecasur.com

Sumario

REALIZACIONES Y PROYECTOS

Viaducto de Navia

Navia Viaduct
J.I. González

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

Diseño del refuerzo a cortante de estructuras de hormigón a base de materiales compuestos aplicando redes neuronales artificiales

Shear strengthening design with FRP for concrete structures using artificial neural networks
R. Perera, M. Barchín, A. Arteaga y A. de Diego

Método simplificado para la obtención de la distribución de temperaturas en pilares mixtos sometidos al fuego. Aplicación al estudio de la influencia de la calidad de los materiales

Simplified method to determine the temperature distribution on composite columns subjected to fire. Application to the study of the materials quality influence
F. Medina y H. Cifuentes

Estudio de la adherencia entre armaduras de materiales compuestos de matriz polimérica (FRP) y hormigón

Study of bond behaviour between FRP bars and concrete
M. Baena, L. Torres, A. Turon y C. Barris

Vulnerabilidad y fragilidad sísmicas de un edificio de acero localizado en Manizales, Colombia

Seismic vulnerability and fragility of a steel building located in Manizales, Colombia
C.A. Bermúdez, A.H. Barbat y L.G. Pujades



A s o c i a c i ó n
C i e n t í f i c o - t é c n i c a
d e l H o r m i g ó n
E s t r u c t u r a l