HORMIGÓN y acero

nº 245

Tercer trimestre de 2007







ache

Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

http://www.e-ache.net



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

IECA
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES

ELEGACIONES IECA

DE CENTRAL
é Abascal 53, 2º
003 Madrid
ww.ieca.es

Delegación de Cataluña
D. Sergio Carrascón Ortiz
Valencia, 245 3º - 5ºp
08007 Barcelona
Tel.:934.87.22.83 - Fax:934.87.04.10
E-mail: iecat@ciment-catala.org

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 Norte
D. Iñaki Zabala Zuazo
Telletxe 36, 3º Centro (B)
48993 Algorta, Vizcaya
Tel.:944.91.53.61 - Fax:944.91.43.
E-mail: iecanorte@sarenet.es



Foto de portada: Torre Mare Nostrum en Barcelona

EDITAN:

ache

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.

DIRECTOR:
Luis Mª Ortega Basagoiti

VOCALES:
Juan Luis Alçalá Sánchez
Juan Jesús Álvarez Andrés
José Mª Arrieta Torrealba
Miguel Ángel Astiz Suárez
Jaime Fernández Gómez
Jaime C. Gálvez Ruiz
Jesús Gómez Hermoso
David Izquierdo López
José Antonio Llombart Jaques
Francisco Morán Cabré
Antonia Pacios Álvarez
Santiago Pérez-Fadón Martínez
Javier Ripoll García-Mansilla
Jesús Rodríguez Santiago
Julio Vaquero García
José Mª de Villar Luengo

ASESORES:
Antonio Aguado de Cea
Pilar Alaejos Gutiérrez
Ángel Aparicio Bengoechea
Juan Carlos Arroyo Portero
Alex Barbat Barbat
Manuel Burón Maestro
Pilar Crespo Rodríguez
Ramón del Cuvillo Jiménez
David Fernández Ordóñez
Enrique González Valle
Javier León González
Rafael López Palanco
Antonio Marí Bernat
Julio Martínez Calzón
Francisco Millanes Mato
Carlos Siegrist Fernández

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.

Hormigón y Acero:
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

Depósito Legal: M-853-1958
ISSN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: Invoprint, S.L

HORMIGÓN y acero

Índice

REALIZACIONES

Torre Mare Nostrum para Gas Natural en Barcelona **5-31**
Mare Nostrum tower for the Gas Natural in Barcelona
J. Martínez Calzón

INVESTIGACIONES

Ensayos en túnel de viento de un modelo aeroelástico del arco del puente sobre el río Tajo "Arcos de Alconétar" **33-40**
Wind tunnel tests on the "Arcos de Alconétar" arch bridge aeroelastic model
A. Barrero , G. Alonso, J. Meseguer y M.A. Astiz

Algunas consideraciones sobre la resistencia de vigas armadas híbridas de acero ante cargas concentradas **43-58**
About the resistance of transversally stiffened hybrid steel plate girders subjected to concentrated loads
R. Chacón, E. Mirambell y E. Real

S eguridad estructural. Una lucha con incertidumbres **59-78**
Structural safety. A struggle against uncertainty
P. Tanner, C. Lara y R. Hingorani

Evolución de la distribución de cargas entre puntales y forjados durante la construcción **79-91**
Evolution of load distributions between shores and slabs during construction
M. Azkune e I. Puente

Comprobación teórica-experimental de las fuerzas permanentes en tendones de pretensado exterior **93-102**
Theorethical and experimental checking of remaining forces in external prestressing tendons
S.L. González, J.M. Désir, P. Habib y C. Vieira

RINCÓN DE ACHE

Un artículo sobre la Torrre Cube finalista del ACI Design Award **103**

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.
José Echegaray, 14 - Parque Empresarial Las Rozas
28230 LAS ROZAS (Madrid)

ANEFHOP
Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID

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

Arenas & Asociados, Ingeniería de Diseño, S.L.
Hernán Cortés, 19 - 1º Dcha
39003 SANTANDER

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

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

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

CEDEX (Laboratorio Central)
Alfonso XII, 3. 28014 Madrid

COLEGIO DE INGENEROS DE CAMINOS
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 - Edificio Agua, 1ª planta
28700 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (Madrid)

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

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

EPTISA CINSA INGENIERÍA Y CALIDAD, S.A.
Avda. Iparraguirre, 82
48940 LEOIA (vizcaya)

EUROCONSULT
Avda. de lo Cortao, 17 - Zona Industrial Sur
28700 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (Madrid)

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

Grupo Mecánica Estructural S.L
C/ Amílcar González Díaz, 18
Arafo (SANTA CRUZ DE TENERIFE)

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

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

IECA
José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
Serrano Galvache, s/n
28033 MADRID

INTEINCO
Serrano, 85-2º dcha.
28006 MADRID

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

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

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

PRAINSA
Madrazo, 86.- Entlo. 1ª
08021 BARCELONA

S.G.S. TECNOS, S.A.
C/ Trespaderne, 29.
28042 Madrid

ZUBIA INGENIEROS
República Argentina, 22 - 2.º , 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:

AEFACER

acesa abertis

ANFOR
Anclajes y Formaciones en Roca, S.L.

armatek
SISTEMA CONSTRUCTIVO

ARPO
EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.

BBR PTE
BBR Pretensados y Técnicas Especiales, S.L.

BIS CONSULTORS ARQUITECTES

VSL

CTT STRONGHOLD

CALTER ingeniería

GRUP CIMENTS MOLINS

Colegio Ingenieros Técnicos Obras Públicas

COL·LEGI D'APARELLADORS I ARQUITECTES TÈCNICS DE GIRONA

Col·legi d'Arquitectes de Catalunya

DRACE

DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL
DSI

EMESA TREFILERÍA

Eptisa
GRUPO EP

ferrovial
AGROMAN

FH INGENIEROS
FERNANDEZ Y HERNANDEZ INGENIEROS, S.L.L.

FORMIGONS GIRONA, S.A.

Freyssinet

Fundación Agustín de Bertancourt

Gobierno de La Rioja
Vivienda, Obras Públicas y Transportes

G.O.C.

GRACE
Construction Products

idom

ines
ingenieros consultores

itc GRUPO ATISAE
INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION S.A.

JULIÁN ARUMÍ, S.L.
PREFABRICADOS DE HORMIGÓN

MAPEI

mecanoGumba

MK4

OHL

PACADAR

PERI
ENCOFRADOS ANDAMIOS

prefabricados CASTELO

prevalesa
PREFABRICADOS DE HORMIGÓN

PROES

REPARACIONES TECNICAS DEL HORMIGON

Sedi
Sociedad de estudios del territorio e ingeniería S.A.

Siegrist y Moreno S.L.

SR
structuralresearch

tecpresa

Tierra Armada

TORROJA INGENIERÍA

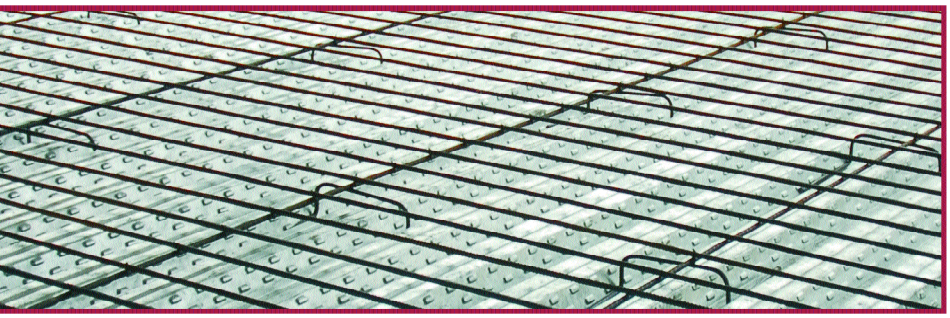
TYCSA PSC

TZ ingeniería



La ventana a todo un mundo de posibilidades





Hiansa
Grupo Hiemesa

Creatividad al alcance de tu mano

Perfiles de acero y paneles aislantes

En Hiansa puedes encontrar la mayor gama de perfiles y paneles aislantes para crear posibilidades en tus proyectos. Nuestros productos ofrecen todo un mundo de soluciones constructivas, geometrías, texturas, recubrimientos, colores, efectos, sombras, reflejos...

Los arquitectos más innovadores y creativos ya utilizan nuestros perfiles y paneles para dar forma a "la idea" del proyecto.

www.hiansa.com

AENOR ER Empresa Registrada ER-0220/1995

IQNet CERTIFIED QUALITY SYSTEM

Polígono Industrial Dehesa de las Cigüeñas · parcela A1
14420 VILLAFRANCA DE CORDOBA (CORDOBA)
Tel 957 198 900 · Fax Administración 957 198 911 · Fax Comercial 957 198 910
comercial@hiansa.com

Polígono Industrial de Bayas · parcela 64-65 · c/ Bardauri
09200 MIRANDA DE EBRO (BURGOS)
Tel 947 313 011 · Fax 947 312 111
comercial@hiansa.com

Polígono Industrial Zona Franca · sector M · calle Z
08040 BARCELONA
Tel 932 237 520 · Fax 932 234 757
comercial@hiansa.com

Realizaciones

Torre Mare Nostrum para Gas Natural en Barcelona

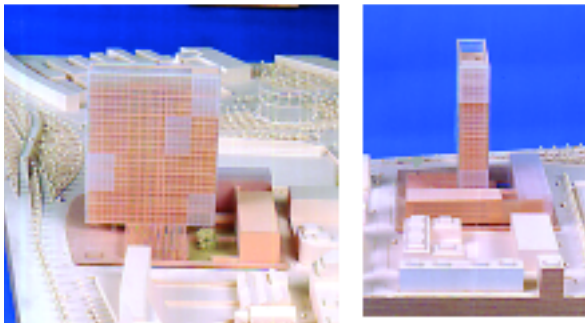
Mare Nostrum tower for the Gas Natural in Barcelona

Julio Martínez Calzón
Dr. Ingeniero de Caminos
Director de MC2 Estudio de Ingeniería

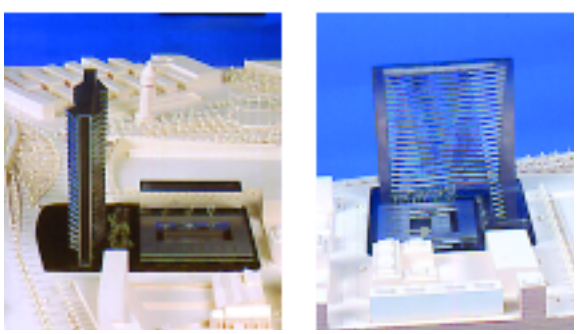
1. ASPECTOS GENERALES

El complejo de Gas Natural se sitúa en la Avenida del Doctor Aiguader del Cinturón litoral en el barrio de la Barceloneta, y en relativa proximidad a los dos edificios de altura: MAPFRE y Hotel Arts, construidos con motivo de las Olimpiadas de 1992.

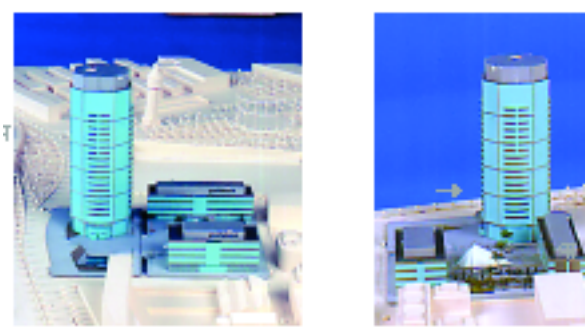
Esta realización es el resultado final de un concurso arquitectónico restringido convocado en 1999 por dicha empresa, en acuerdo con el Ayuntamiento de Barcelona, para lograr una obra representativa y que ordenara apropiadamente esta zona de carácter parcialmente industrial y algo degradada. En dicho concurso participaron ocho equipos de arquitectos cuyas propuestas, de gran interés, se reflejan en las imágenes siguientes:



Brullet-De Luna



Carles Ferrater



Enric Henry

1. GENERAL ASPECTS

The Gas Natural *complex is set on the Avenida del Doctor Aiguader in the coastal sector of the Barceloneta district and relatively close to two other tall buildings, the MAPFRE building and the Hotel Arts which were both built on the occasion of the 1992 Olympics in Barcelona.*

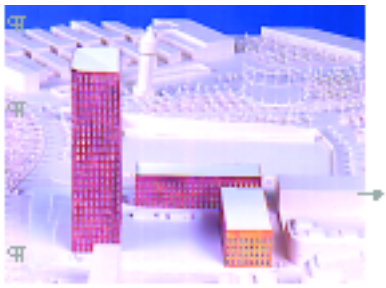
This building is the final result of an initial and restricted call for architectural proposals made by the company in 1999, on the approval of the Barcelona City Council, with the intention of creating a landmark building and one which would integrate with and suitably organize this partially industrial and somewhat neglected area of the city. In that call eight architects teams participate and furnished a series of interesting proposals which may be seen below.



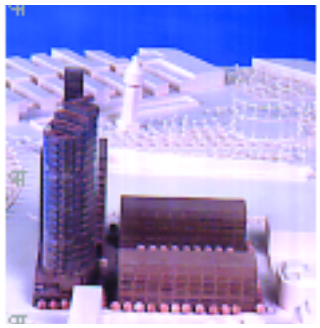

Espinet - Ubach



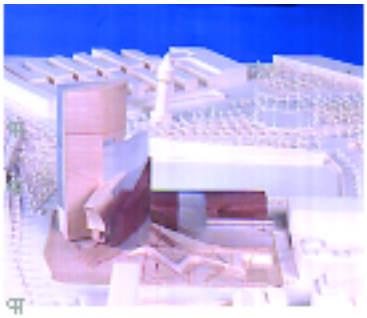

Jospe A. Llinàs




Martínez Lapeña - Torres




Martorel - Bohigas - Mackay




Miralles - Tagliabue

The winning proposal was presented by the EMBT group of architects, formed by Enric Miralles and Benedetta Tagliabue who proposed a solution along the lines of post-modern hybrid deconstruction, a style in which Enric Miralles was perhaps the leading exponent in Spain. Miralles in association with Benedetta Tagliabue were responsible for the design of the prestigious Scottish Parliament building and other works including the extension of the Institute of Architecture in Venice (IUAV), though this latter design may not see the light of day following the last-minute cancellation of the works.

The formal and conceptual process of the Gas Natural complex is based, in the words of its designers, on the reflection of a disorderly group of rocks beside the sea (Figure 1); with a partially amorphous organization of great visual impact and totally opposing any rationalized outline, though one which is very solid. It could be defined as a neo-expressionist proposal with elements of forceful lyricism.

The formal version presented in response to the call for proposals (Figure 2) – which subtly incorporates in the plan layout and the silhouettes of a number of elevations a type of abstract configuration of the butterfly emblem employed by Gas Natural in many of its advertisements – is very similar to the final building, though there are a number of differences between both solutions and essentially that the original layout was clearly more "dramatic" and even more daring and tense.

This first and more dramatic version was toned down at the start of the development of the proposal due to the need to incorporate detailed functional aspects which, as is well known, in build-

El equipo ganador EMBT, compuesto por Enric Miralles y Benedetta Tagliabue, planteó una solución en la línea híbrida deconstructiva-postmoderna, en la primera de las cuales Enric Miralles representa, tal vez, el ejemplo español más conspicuo de esta tendencia compositiva. Más recientemente, en conjunto con Benedetta Tagliabue, han llevado a cabo el prestigiado Parlamento de Escocia y otras obras, entre las que destacaría la ampliación del Instituto de Arquitectura de Venecia (IUAV), aunque quizá no llegue a verse realizado tras la interrupción de la obra en los albores de la misma.

El proceso formal y conceptual del complejo de Gas Natural partió –en palabras de sus autores- de una reflexión sobre un conjunto desordenado de rocas junto al mar (Figura 1); con una estructuración parcialmente amorfa, pero de gran potencia visual, totalmente en oposición a cualquier sistema delineado, ra-



Figura 1. Imagen conceptual.
Figure 1. Conceptual image.

cionalizado, ... etc. pero muy consistente. Podríamos definirla como una propuesta neoexpresionista con una componente de lirismo poemático.

La versión formal presentada al concurso (Figura 2) –que incluye sutilmente, en su disposición en planta y las siluetas de algunos de sus alzados, una especie de configuración abstracta de la mariposa que Gas Natural utiliza en muchos de sus carteles y anuncios– resulta muy semejante a lo construido, aunque no dejan de entreverse algunas diferencias entre ambas soluciones, que fundamentalmente se establecen en que el esquema original resultaba abiertamente más "dramático", y si se quiere, algo más atrevido y tenso.

Dicha primera, y más dramática versión, se suavizó al iniciarse el programa de desarrollo de la idea, al tener que ser incorporados en detalle los aspectos funcionales que, como es bien sabido, en la edificación de cierta altura comportan condicionantes importantes vinculados con las conexiones e instalaciones verticales: ascensores, patios, etc., así como con los aspectos estructurales.

La gama de objetivos del proyecto arquitectónico era muy amplia: trataba de conseguir una imagen atrayente y emblemática, exigida por el concurso, mediante el complejo sistema de formas, proporciones y atrevidas disposiciones de las piezas que lo constituyen; pero, además, el edificio aborda otras ideas, consistentes en lograr una integración articulada y continua con las dos áreas de edificación de la Avenida del Doctor Aiguader que la bordean, haciendo de charnela o vínculo entre las mismas:

– Por una parte, los edificios del arquitecto Luís Pascual, dispuestos con una altura media y alineaciones ligeramente esviadas respecto al eje de la Avenida, determinaron que uno de los cuerpos del conjunto se dispusiera en altura y alineación semejantes, como una suerte de prolongación de carácter continuista (Figura 3). Además, está pieza se situaba volada, con la idea de configurar una especie de puerta o ventana conceptual hacia el barrio de la Barceloneta y hacia el mar.

ings of certain height impose important limitations with regards to connections and vertical installations: lifts, courtyards, etc., as well as in terms of structural aspects.

The architectural project encompassed a broad range of objectives: It attempted to achieve an attractive and emblematic image, as requested in the call for proposals, by means of a complex system of shapes and proportions and the bold arrangement of the component parts; but the building also incorporated other ideas aimed at achieving harmonious and continuous integration with two adjoining built-up areas on the Avenida del Doctor Aiguader and serving as a connection or tie between these two areas:

– *The area formed by the Luis Pascual architect buildings are set at medium height and arranged at a slight angle to the centreline of the Avenue. This was offset by arranging one of the bodies of the tower complex at a similar height and angle in the form of a continuing prolongation (Figure 3). This area is cantilevered out with the idea of forming a type of bridge or conceptual window towards the Barceloneta district and the sea.*

– *The other area is formed by the two high-rise buildings indicated above and set further away. This connection was formed by setting the tower part of the Gas complex at such a height and angle that, when seen from the Plaza de Pau Vila and the*

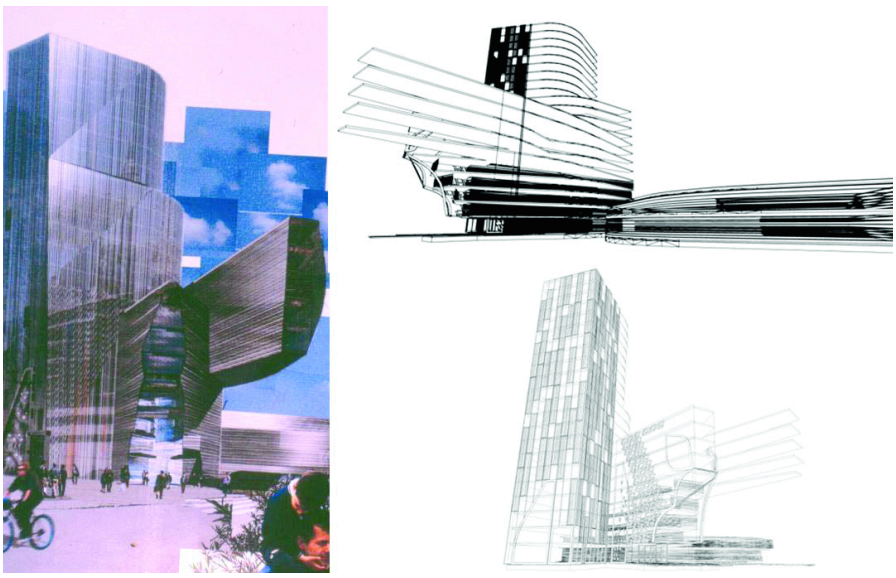


Figura 2. Imágenes presentadas al concurso.
Figure 2. Architectural proposals.



Figura 3. Perspectiva desde la Avenida Dr. Aiguader.
Figure 3. Perspective from the Avenida Dr. Aiguader.

Paseo de Juan de Borbón, the places of maximum transit in the area, this would appear to be the same height as the other buildings though, in all reality, it is barely over half the height of the same as it is possible to see in the above mention Figure 3). In all events, the effect of a medium height tower largely contributes to the modulation and continuous transition between these two areas.

– *These two buildings or bodies are complemented by other elements of the complex to form: a sculptural materialization of the initial idea of a scattering of rocks (and serve to hide the existing and somewhat ugly Gas Natural building which had to be respected and integrated within the complex) providing movement and a wealth of perspectives and creating a form of inner avenue connecting up the different areas of the plaza on which the complex is set.*

– *Smaller elements, such as a raised connection point in the form of a bridge, or a small lower leaf-shaped block, with the characteristic profiles of many of EMBT's works, complete the series of buildings set above ground level.*

The entire complex (Figure 4) is completed by a three-storey basement extending over the entire area of the site and covered by a large, open garden area at street level which is open to the public. This garden area opens out and gives an idea of space to the entire complex which is set in the corner furthest removed from the existing buildings in the area.

The arrangement is not arbitrary and, instead, provides an intense conceptual configuration, yet forming just part of the entire synthesis which is yet further enhanced by the relation with other architectural aspects which do not require analysis here.

On account of its expressive originality, the building is clearly open to generic criticism regarding the mannerism observed in modern architecture, but which may also be incorporated within this interesting expressionist line explored and developed by Behrens, Berg, F.L. Wright, Mendelsohn, E. Saarinen and Gehry and which continues to this day.

If Miralles had been able to continue the design and the building work, the final solution would have undoubtedly been very different, as may be witnessed by many other of his works. While it is evidently more complicated to make changes in complex high-rise buildings, many aspects would have been adapted to obtain closer adherence to the original concept which arranged the shapes and areas in a far more daring manner than the semi-rationalism of the building shown in the tender stage and one which Benedetta Tagliabue and her collaborator Elena Rocci maintained in spirit and largely adhering to the ideal accepted by Enric up to the time of his death.

– Por otra, los dos citados edificios de altura, situados a mayor distancia, llevaron a disponer la pieza alta del conjunto del Gas con una altura y alineación tales que, contemplada desde la plaza de Pau Vila y el Paseo de Juan de Borbón, lugares de máxima aglomeración de la zona, se percibiera idealmente alineada en altura con aquellos, aunque realmente apenas sobrepasara la mitad de las mismas, tal como se aprecia en la misma figura 3 anterior. En cualquier caso, el efecto de una Torre de altura intermedia, significaba en gran medida una suerte de modulación y transición continua entre las dos áreas citadas.

– Complementando a estos dos edificios o cuerpos, las restantes piezas citadas del complejo componen: por una parte, la visión escultórica de la antes comentada acumulación de rocas ideales (conjunto que ocultaba además, el vulgar edificio existente de Gas Natural que había de ser integrado en el complejo) le proporcionan ritmo y riqueza de perspectivas, creándose entre las mismas, una especie de calle interior que conecta las diversas áreas de la plaza en la que se sitúa el complejo.

– Finalmente, elementos de menor entidad como una pieza de conexión en altura en forma de puente, o un pequeño bloque inferior en forma de hoja arbórea, con los perfiles característicos de muchas obras de EMBT, integran el programa de edificios sobre rasante.

Todo el conjunto antedicho (Figura 4) se completa con un zócalo de tres sótanos, que ocupa la totalidad del solar, dejando libre en planta baja, al nivel de calle, una gran plaza de carácter público, ajardinada, que libera y da amplia espacialidad a todo el complejo, el cual está dispuesto en la esquina más alejada de las edificaciones próximas ya construidas en la zona.

La disposición, por tanto, no es en absoluto gratuita, sino que conforma un fuerte programa conceptual, cuya síntesis aquí planteada resulta parcial y que se enriquece notablemente en relación con otros aspectos arquitectónicos que no resultan de interés detallar aquí.

Indudablemente, el edificio por su expresiva originalidad queda sometido a la

crítica genérica acerca del manierismo que se observa en la arquitectura de nuestro tiempo, pero podría ser también incorporado a esa interesante línea expresionista que, en su día Behrens, Berg, F. LL. Wright, Mendelsohn, E. Saarinen, Gehry recorrieron o continúan haciéndolo.

Es indudable que si Miralles hubiera podido continuar en el proyecto y en la ejecución de la obra, la solución final hubiera sido diferente, como lo atestiguan muchas otras de sus obras; y aunque, evidentemente, en los edificios de altura complejos, los cambios resultan menos fáciles, muchas cosas hubieran sido adaptadas para lograr un mayor acercamiento a los postulados de la deconstrucción, que dispone las formas y espacios de una manera mucho más compleja que el semirracionalismo del edificio proyectado en su fase de concurso y que Benedetta Tagliabue y su colaboradora Elena Rocci mantuvieron en espíritu, con gran ajuste, al ideal aceptado por Enric hasta el momento de su muerte.

En cualquier caso, la imagen final resume muy tensionadamente una idea compleja, incluyendo incluso la propuesta de fachada con vidrios de reflejo deformante y coloración variada, planteada por Enric a la vista de los edificios vistos por el mismo en su última visita a U.S.A., poco antes de su defunción.

En este proceso, el capítulo estructural sólo tuvo un protagonismo apreciable en el ámbito del edificio volado, para el cual, y en base a las conversaciones y condicionantes definidos con EMBT se plantearon diversas propuestas a decidir por ellos. La elegida y ejecutada fue la primera y más lógica y eficiente, tanto en los aspectos resistentes como en los constructivos. Otras consideraciones menores se relacionaron con la tipología y forma de las barras del conjunto en algunos puntos específicos de cada edificio.

Puede decirse, en resumen, que la colaboración ingeniería estructural-arquitectura tuvo un carácter ejemplar y coherente y, en la medida de lo posible, fueron alcanzados, en forma muy armoniosa, todos y cada uno de los objetivos previstos.

2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO Y PLANTEAMIENTO CONCEPTUAL DE LA ESTRUCTURA

La doble configuración:

– esbelta y compleja de la edificación sobre rasante

– compacta y relativamente simple en la situada bajo rasante

condujo claramente a un desdoblamiento lógico de sus estructuras: de carácter me-

In all events, the final image provides a very distended summary of a complex idea, even down to the façade proposal using reflecting, deforming and variable coloured glass. This type of façade being considered by Enric after visiting several buildings during his last trip to the USA shortly before his death.

In this process, the structural work only took on particular protagonism in the construction of the cantilevered building, and in accordance with the conversations and conditions defined with EMBT, various different proposals were formed for selection by the same. The solution that was selected and employed was the first and more logical and efficient of the solutions in terms of both strength and construction. Additional minor considerations were related to the type and form of the members of the assembly in certain specific points of each building.

The collaboration between structural engineering and architecture was seen to be exemplary and coherent in this case and, as far as possible, each and every one of the planned objectives was reached in a very harmonious manner.

2. BUILDING DESCRIPTION AND CONCEPTUAL ARRANGEMENT OF THE STRUCTURE

Double configuration:

– *slender and complex configuration of the building above ground level*

– *compact and relatively simple configuration of the building below ground level.*

This leads to a logical overlapping of the structures with steel and composite structures dominating in all the buildings above ground level and concrete prevailing in the areas below ground level and where three quarters of the depth of the same was set below the ground water table. However, it was also necessary to establish a clear interaction between the entire assembly to ensure continuity and an optimum structural arrangement. This being essentially achieved by the placing of reinforced concrete shafts interconnecting both systems.



Figura 4. Vista general del complejo de edificios.
Figure 4. General view of the building complex.

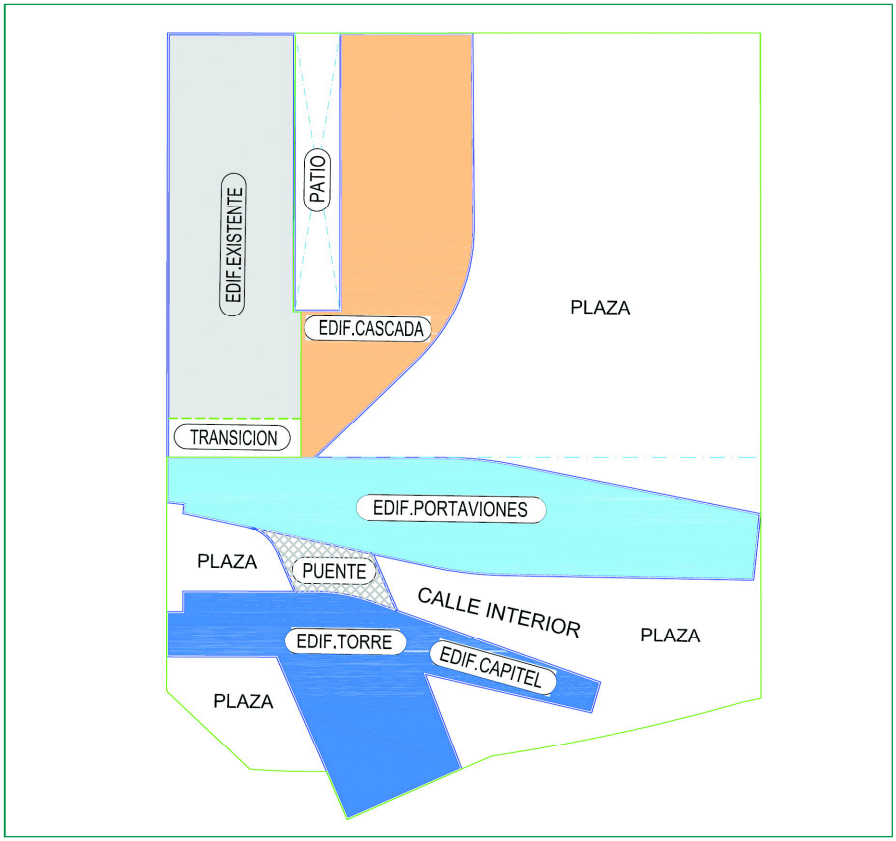


Figura 5. Planta general del complejo.
Figure 5. General plan of the complex.

tálico-mixto dominante en todos los edificios exentos; y de hormigón para las zonas bajo rasante que, además debían situarse por debajo del nivel freático en tres cuartas partes de su profundidad. Por otra parte, sin embargo debía establecerse para el conjunto una clara interactividad, de manera de conseguir una continuidad y disposición estructural óptima, fundamentalmente a través de la disposición de los núcleos de hormigón armado que relacionan ambos sistemas.

En mi opinión considero que, en conjunto, el complejo de los edificios y su zócalo o basamento inferior común, determinan una interesante gama de soluciones estructurales y también constructivas, que colaboran activa y armónicamente para integrarse profundamente y facilitar la intensa imagen formal y arquitectónica que el edificio reclamaba.

A continuación se exponen en forma separada los principales aspectos conceptuales de ambas zonas del complejo, que permitirán, posteriormente, comprender en profundidad las soluciones estructurales adoptadas y realizadas que más adelante se describen detalladamente.

2.1. Edificación bajo rasante

Aunque en principio fueron considerados métodos alternativos de realización, tales como los ascendente-descendente o los de ejecución parcial de las estructuras para aprovechamiento de sus posibilidades de arriostramiento horizontal, el número de sótanos previstos –3 niveles–, la gran extensión en superficie y la irregularidad de las acciones verticales en las diversas zonas en planta, motivada por la heterogeneidad en altura y la posición de los edificios sobre rasante, determinaron como mucho más favorable el procedimiento de llevar a cabo el recinto de contención perimetral de la totalidad del terreno, en la profundidad total requerida para la cimentación, mediante una pantalla de espesor medio arriostrada mediante anclajes provisionales al terreno; para, tras la ejecución de las citadas pantallas, llevar a cabo el vaciado de tierras, el sucesivo tesado de los anclajes y la losa de cimentación prevista, y efectuar entonces y simultáneamente, desde la misma, la realización convencional de la totalidad del complejo.

In their *entirety, the complex of buildings and their common lower basement may be said to determine an interesting range of both structural and construction solutions which actively and harmoniously collaborate to allow complete integration and provide the intense formal and architectural image demanded by the building.*

There follows an individual description of the main conceptual aspects of both areas of the complex. This then providing a clearer understanding of the adopted structural solutions which are, in turn, described in detail further on.

2.1. Building below ground level

Various alternative construction methods were considered at the outset such as up-and-down construction or the partial execution of the structures to take advantage of their horizontal bracing possibilities. However, the number of underground floor levels – three levels -, the large surface area and the irregularity of the vertical forces in the different parts of the floor plan on account of the varying heights and positions of the buildings above ground level, all made it far more favourable to construct outer retaining walls for the entire area of the site down to the total depth required for the foundations. This was performed by means of a medium thickness retaining screen wall braced by provisional anchors to the soil. Following the construction of the said retaining walls, the ground was then excavated, the anchorages prestressed and the established foundation slab laid. The remainder of the complex was then simultaneously raised from the foundations in a conventional manner.

2.2. Buildings above ground level

The complex is formed by a series of merging or interpenetrating buildings, with intense visual and structural collaboration, in order to create the powerful formal image and expression referred to above. The above ground complex is formed by the following buildings which have been referred to by readily recognizable and descriptive names to help identify and locate the same (Figure 5):

- *"TOWER". A conventional tower though subdivided into two areas of dif-*

2.2. Edificios en altura

El conjunto está compuesto por una serie de edificios maclados o interpenetrados, con una intensa colaboración visual y estructural, destinada a conseguir la potencia formal y expresiva señalada anteriormente. Dichos edificios, a los que se les ha denominado mediante términos fácilmente comprensibles y descriptivos de su forma, para ayudar a la localización, son los siguientes (Figura 5):

• "TORRE". De carácter convencional, aunque subdividido en dos zonas de diferentes alturas: una, frontal, de 22 plantas; y la segunda, dorsal, de 12, que se macla en su parte inferior con uno de los extremos del edificio descrito seguidamente.

• "PORTAAVIONES". Potente cuerpo alargado de cinco plantas, una de cuyas mitades longitudinales sobresale horizontalmente en voladizo respecto al resto, con una luz de 40 m, y queda situado a 20 m de altura sobre la plaza inferior sobre la que se sitúa el complejo.

• "CAPITEL". Por su parecido a la forma con que se remata una columna corintia, al presentar en su frente exterior una serie de volutas en forma de superficies curvadas o poliédricas, que van sobresaliendo en voladizos crecientes con la altura. En su extremo dorsal se une con el edificio Torre.

• "CASCADA". Bloque de 4 plantas muy compacto, cuya fachada dorsal se une parcialmente en planta con un edificio existente y con el cual forma también un patio semiinterior. En su fachada frontal hacia la plaza, las plantas se disponen sucesivamente retranqueadas desde la primera hacia arriba, creándose la especie de cascada que origina su nombre.

• "PUENTE". Pequeño cuerpo de cinco plantas de altura situado entre los niveles 8 y 13 y situado sobre la calle interior que separa los edificios Torre y Portaaviones a los que se une, formando la especie de pieza que su nombre indica.

• "PÉTALO". Pequeño cuerpo inferior de 4 plantas, ubicado bajo el Portaaviones y en parte unido al mismo; con su vértice frontal dispuesto bajo la zona volada. Horizontalmente deja una amplia zona abierta entre su remate superior y el fondo del portaaviones.

La disposición interconectada de todos estos edificios, con sus especiales ideas y formas arquitectónicas proponían un gran reto en relación a una resolución armónica y regulada, no sólo en lo referente a las formas y dimensiones de los elementos a integrar, sino en sus aspectos tipológicos, resistentes y constructivos.

Las estructuras elegidas para hacer frente a todos estos condicionantes se basaron preferentemente en soluciones metálicas y mixtas, tratando en todos los casos especiales de establecer **megaestructuras**; es decir, sistemas estructurales capaces de aprovechar las máximas dimensiones externas de las formas arquitectónicas requeridas, para lograr, disponiendo las piezas más ligeras posibles –y por consiguiente, más económicas– respuestas deformacionales de gran rigidez y máxima funcionalidad, aprovechando los grandes cantos de tales conjuntos. Pero, además, esta disposición también da lugar a conseguir procesos constructivos muy favorables, que aprovechan la capacidad autoevolutiva de estas tipologías, de manera de evitar el empleo de grandes cimbras o sistemas auxiliares provisionales importantes.

3. DESCRIPCIÓN Y CRITERIOS DE ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS

3.1. Zonas bajo rasante

La contención del terreno se planteó mediante una pantalla continua de 60 cm de espesor, arriostrada con dos filas de anclajes provisionales al terreno, capaz de mantener la altura de tierras de 11,80 m, hasta el plano inferior de la losa de cimentación.

La única incidencia específica consistió en la necesidad de adoptar una inclinación de 45º en los anclajes de una parte de uno de los lados del recinto, motivada por la presencia de una construcción próxima que no concedió permiso a la inclusión de anclajes en su dominio, debiendo limitarse a utilizar únicamente la estrecha zona de la calle adyacente.

La profundidad de las pantallas, a partir del citado borde inferior de la losa, debía atender no sólo a las consi-

ferent heights: a front 22 storey area and a rear 12 storey area which merge at their inner part with the end of the following building.

• *"AIRCRAFT CARRIER": Forceful, elongated five-storey building with half its length projecting 40 metres horizontally out from the rest of the building 20 m above the plaza.*

• *"CAPITAL": So named on account of its similarity to the head of a Corinthian column, with a series of volutes or scrolls on its outer face in the form of curved or polyhedral salient surfaces which increasingly project out throughout the height of the "capital". The rear of this building is connected to the Tower building.*

• *"CASCADE". Very compact four-storey block, the rear façade of which partially connecting throughout one storey to an existing building and with which it forms a semi-interior courtyard. On the façade to the main plaza, the floors are successively setback from the preceding floor to create a cascade effect and hence its name.*

• *"BRIDGE". Small five-storey building set between floors 8 and 13 and rising above the inner avenue separating the Tower and Aircraft-carrier buildings and forming a bridge between the same.*

• *"PETAL". Small lower 4-storey building set below the Aircraft-carrier building and partly connected to the same; with its front vertex set below the projecting area. The building leaves a wide open horizontal area between its roof and the base of the cantilevered structure.*

The harmonious and regulated interconnecting arrangement of all these buildings, each with their own particular architectural form and design, posed a great challenge both in terms of the shapes and dimensions of the merging elements and with regards to their types of construction and resistant capacities.

The structures selected to overcome all these conditioning factors were based preferably on steel and composite solutions and attempting in all particular cases to form megastructures, that is, structural systems capable of employing the maximum external dimen-

sions of the required architectural forms and through the arrangement of the lightest, and subsequently most economic, members possible, obtain very rigid and highly reliable stress responses, using the large heights of these components. This arrangement also permitted very favourable construction processes which took advantage of the self-supporting capacity of these types and avoiding the need for large shoring systems or provisional support systems.

3. DESCRIPTION AND CRITERIA OF THE STRUCTURAL ANALYSIS

3.1. Underground areas.

The soil retaining method during the groundworks was initially established in the form of a continuous 60 cm thick retaining wall braced with two rows of provisional anchors to the soil and capable of maintaining an excavated height of 11.80 m down to the base of the foundation slab.

The only specific requirement consisted of the need to slope the anchors 45º in an area on one side of the site due to the presence of a nearby construction, and where the owners rejected the projection of the anchors into their property. In this area the anchorage was purely restricted to the narrow area of the adjacent street.

The depth of the retaining walls down to the lower edge of the foundation slab, not only had to take into account the restraint bending, the axial load transfer caused by the basement and ground slabs on the retaining walls as well as the loads of the subsequent steel supports acting on their top, but had also to guarantee that at the point of maximum excavation and under the worse height conditions in terms of the ground water table, this would not lead to the siphoning of the sands within the site nor lead to the sudden failure of the excavation base on account of the difference between the uplift and the weight of the soil confined between the retaining walls. This condition required a minimum embedment of 11m below the maximum excavation level.

The foundations were considered in the form of a 1.80 m deep reinforced concrete slab supplemented by prefabricated tensile loaded piles which, together with the deadweight loads of the underground system, would be capable of compensating the uplift in the open areas of the plaza unoccupied by buildings.

The allowable stress was 4.5 kp/cm2 in the state of minimum uplift and the ballast coefficient considered to analyse the soil-structure interaction was 2.5 kp/cm² ≡ 2,500 t/m³. The foundation slab was to remain perforated, acting the drainage system up to the completion of the deadweight loading required in the different areas.

The system was completed with a cellular type upraised floor set over the foundation slab and drainage channels at the sides of the floors below the ground water table level to collect possible leaks from the slab and retaining walls and to drain these out to sumps. The waterproofing of the slab was carried out after these systems had been installed in order to allow for the incidence their dead weight.

The slab was laid without expansion joints and incorporating the said sumps and the lift wells which were duly arranged with respect to the uplift at their base and set at a pitch of 1% to allow the runoff of water to the sumps.

The floors below ground level and the ground floor slab were formed by 28 cm and 35 cm thick solid concrete slabs respectively hinged at their connection with the outer retaining walls and with just one expansion joint between the area of the overground buildings and the open plaza area.

The TERRATEST company awarded the contract for the construction of the retaining walls, the groundworks and the foundation slab, and intelligently proposed an alternative solution with a thinner 80 cm slab supplemented by 0.60, 0.80 and 1.20 m thick wall modules below the very loaded columns and shafts and where the vertical actions could not be supported by the slab alone. The reduced slab thickness similarly reduced the excavation and the acting uplift and allowed the use of just one row of anchors for the outer retaining wall (Figure 6). This together with the reduction in slab thickness, offset the presence of the said cut-off

raciones de empotramiento a flexión y transferencia de axiles provocados por las losas de sótanos y planta baja en dichas pantallas y las cargas de los eventuales soportes metálicos actuando en su coronación, sino al hecho de garantizar que en la fase de máxima excavación y con las peores condiciones de altura de la capa freática, no se produjera ni el sifonamiento de las arenas en el interior del recinto, ni la rotura brusca del fondo de la excavación (“taponazo”), producida por el desequilibrio entre la subpresión y el peso del terreno confinado entre pantallas. Esta condición resultó dimensionante, exigiendo un empotramiento mínimo de 11 m bajo la cota de máxima excavación.

La cimentación se planteó mediante una losa de 1,80 m de canto de hormigón armado, complementada mediante pilotes hincados prefabricados trabajando en tracción, capaces de –junto con las cargas de peso propio del sistema bajo rasante– compensar la subpresión en las zonas de plaza sin edificios sobre la misma.

La tensión admisible era 4,5 kp/cm², en la situación de mínima subpresión. El coeficiente de balasto considerado fue de 2,5 kp/cm³ ≡ 2.500 t/m³ para el reparto de acciones. La losa de cimentación se mantuvo perforada, actuando los sistemas de agotamiento hasta que se completaron las cargas de peso propio requeridas en las diversas zonas.

El sistema se completaba con un suelo sanitario de tipo celular situado sobre la losa de cimentación y cámaras bufas en los laterales de las plantas bajo el agua, para recoger las posibles filtraciones de la losa y de las pantallas y llevarlas hasta los pozos de bombeo. La estanquidad de la losa se realizó al término de la colocación de estos sistemas, con el fin de contar con la incidencia de su peso en dicho momento.

La losa se realizó sin juntas de dilatación, incluyéndose en la misma los referidos pozos de bombeo y los fosos de ascensores debidamente configurados respecto a la subpresión en su fondo; disponiéndose pendenteados del orden del 1% para conducir las eventuales filtraciones hasta los pozos de bombeo.

Los forjados bajo rasante y de planta baja consistían en losas macizas de hormigón de 28 y 35 cm de espesor, res-



Figura 6. Ejecución de pantallas ancladas y losa de fondo.
Figure 6. Construction of anchored retaining walls and foundation slab.

pectivamente, articuladas en su conexión con las pantallas perimetrales y con una única junta de dilatación entre la zona con edificios de altura y la zona básicamente de plaza en la planta baja.

Inteligentemente, la empresa TERRATEST, ganadora del concurso convocado por la propiedad para la realización de las pantallas de cimentación, la excavación del terreno y la losa de cimentación, planteó una solución variante con losa de menor espesor, 80 cm, complementada por módulos de pantalla de 0,60, 0,80 y 1,20 m de espesor bajo los núcleos y soportes muy cargados, en los que las acciones verticales no podían ser asumidas por dicha losa en solitario. La reducción de los 1,00 m de canto de losa redujeron la excavación y la subpresión actuante permitiendo la realización de una sola fila de anclajes para la pantalla perimetral (Figura 6); lo que junto con la reducción de espesor de la losa compensaban la presencia de los antedichos módulos de pantalla en soportes y el ligero incremento de los pilotes en tracción necesarios, realizados del tipo rotatorio, en las zonas de plaza.

El proceso fue realizado en total ajuste a los aspectos previstos y como valores obtenidos por la monitorización dispuesta pueden citarse:

– Los desplazamientos máximos horizontales de las pantallas, controladas mediante inclinómetros por INTEMAC fueron: 21 mm en la coronación de las mismas y 31 mm en la zona intermedia entre anclajes y máxima excavación.

– Caudal de agotamiento máximo en el total de la superficie para un rebajamiento muy estable de 10 m del nivel freático: 30 l/seg.

3.2. Edificios en altura

El análisis general del conjunto de las estructuras sobre rasante se llevó a cabo –con la idea de alcanzar la máxima efectividad y adecuación– en dos líneas complementarias, pero bien diferenciadas, que reflejaban claramente las tipologías establecidas en cada una de las mismas:

Estudio particular de cada cuerpo o edificio para determinar las características estructurales básicas a establecer, de manera de aprovechar en forma idónea todos sus elementos resistentes, tanto convencionales como especiales, frente a las solicitaciones de tipo vertical o gravitatorio.

Análisis global del conjunto de elementos específicos que determinan la

walls under the supports and the slight increase of the tensile loaded piles required, of the drilled type, in the plaza areas.

The process was performed entirely in accordance with the previsions and the following results were recorded during the monitoring of the same:

– The maximum horizontal shift of the retaining walls, controlled by inclinometers by the INTEMAC company were: 21 mm at the capping and 31 mm at the intermediate area between the anchors and the maximum point of excavation.

– Maximum drainage flow throughout the total surface for a very stable undercut 10 m from the groundwater table: 30 l/s.

3.2. Above ground buildings

The general analysis of the group of buildings above ground level was conducted –for purposes of maximum effectiveness and adjustment –in accordance with two complementary, yet very different, lines which clearly reflected the system types established for each of the buildings:

1) *Individual study of each block or building to determine the basic structural characteristics to be established in order to take full and appropriate advantage of all their resistant elements, whether conventional or particular, against actions of vertical or gravitational nature.*

2) Overall analysis of the combination of specific members to establish the real and interactive connection between all the components serving to withstand horizontal actions and attempting to obtain the most favourable distribution possible of loadings caused not only by wind and earthquake but also the horizontal deviation forces caused by the presence of numerous sloping members within the system assembly.

Both groups of results were then matched and it was generally noted that there was little interaction between them with the exception of the system of vertical reinforced concrete shafts and the special structures of the two large cantilevered constructions.

There follows a description of the basic arrangement of these two groups that combine in the buildings.

3.2.1. Vertical resistant structures

With the exception of the Cascade building, the base structure of all the buildings was established in accordance with the following criteria:

• *Steel columns purely supporting vertical loads.*

All the horizontal loads are transferred to the concrete shafts though the floor slabs.

S275R and S355J2G3 steels have been employed with external cross-section dimensions restricted to around 30 x 30 cm, though where necessary additional plates have been incorporated slightly recessed between the flanges in order to retain an "H" shape throughout the height of the column and allow the application of the indicated architectural finishings in an arrangement which does not appear to be excessively compact.

• *Composite slabs with profiled steel sheeting, together with suitable reinforcement bars to resist the corresponding actions in the case of fire without the collaboration of the said sheet and subsequently eliminating the need for a fire-resistant lining to the same.*

In those areas of large transfers of horizontal forces induced by the deviation of the sloping members, the total depth of the slab was packed up.

• *Steel joists between the main beams, with a maximum spacing of 2.40 m, and connected by semi-automatic shear connectors set through the profiled steel sheeting in order to obtain composite members and keep the deflection within suitable limits.*

• *Main steel beams with maximum depths of 60 cm and fitted with circular openings in the area of midspans and special brackets at the ends by the columns, to allow the passage of installations through the same vertical space occupied by the steel beams.*

• *Special steel transfer girders to support the upper columns removed in the lower floors and trim the large beams in the area of voids or openings.*

The complex plan arrangement of the buildings, with their merging forms and interconnections, gave rise to certain intersections between alignments, modulations and sections which could not be resolved by just one vertical arrangement of columns and frequently required the interruption of these elements or their displacement by appreciable distances.

Furthermore, the presence of sizeable voids, recesses and adaptations within the façades also made it necessary to employ this type of members, whether as supported or cantilevered, straight, polygonal or curved beams, in order to maintain the necessary structural continuity of the system.

• *Solid concrete slabs, 28 cm thick, in the Cascade building due to the need to connect the structure of this building to an existing building which had to be retained and with which it was to form a functional unit.*

Composite transfer beams were embedded within the thickness of the slab to support a number of the columns to the façade where there were large recesses caused by the displacement of

vinculación real e interactiva entre todos los elementos que participan en la resistencia a las acciones horizontales, tratando de conseguir el reparto más favorable posible de los esfuerzos provocados, no sólo por el viento y el sismo, sino también por las componentes horizontales de desvío provocadas por la presencia de numerosas barras inclinadas en el conjunto del sistema.

Posteriormente, se llevó a cabo la superposición de ambos grupos de resultados que, en general, no son excesivamente interactuantes entre sí, a excepción del sistema de núcleos verticales de hormigón armado y las estructuras especiales de los dos grandes cuerpos volados.

Seguidamente se exponen los esquemas básicos de los dos grupos tipológicos citados que se combinan en los edificios.

3.2.1. Estructuras resistentes verticales tipo

Salvo el edificio Cascada, la estructura base de la totalidad de los edificios se planteó de acuerdo con los siguientes criterios:

• *Soportes metálicos* resistentes a las acciones verticales, exclusivamente.

La totalidad de las acciones horizontales se transfieren a los núcleos de hormigón a través de los forjados de las plantas.

Se han utilizado aceros S275JR y S355J2G3, limitando las dimensiones en planta a valores aproximados de 30 x 30 cm, incorporando en los casos necesarios refuerzos adicionales de chapa, dispuestos ligeramente rehundidos entre las alas, de manera de mantener en toda su altura una presencia en forma de H y aplicar el revestimiento arquitectónico sugerido, que refleja una disposición no excesivamente compacta.

• *Forjados mixtos* de chapa plegada colaborante, reforzados mediante armaduras apropiadas para resistir en caso de incendio las acciones correspondientes prescindiendo de la colaboración de dicha chapa y, por tanto, sin necesidad de efectuar un revestimiento ignífugo de la misma.

En las zonas con fuertes transferencias de fuerzas horizontales, provinien-

tes de los desvíos de las piezas inclinadas, se llevó a cabo el macizado del canto total del forjado.

• *Viguetas metálicas* entre vigas principales, con separación máxima de 2,40 m, conectadas mediante pernos semiautomáticos colocados atravesando las chapas plegadas, para conseguir piezas mixtas y mantener las flechas en valores adecuados.

• *Vigas metálicas principales* con cantos máximos de 60 cm, dotados de alveolos circulares en las zonas de vanos y acartabonamientos especiales en los extremos, junto a los soportes, para permitir el paso de las instalaciones en el mismo espacio vertical ocupado por las vigas.

• *Cargaderos metálicos especiales* para apeo de soportes superiores y embrochalamiento de grandes vigas en las zonas de huecos o aperturas necesarias.

La compleja disposición en planta de los edificios, con su maclado e interconexión, genera unas intersecciones de alineaciones, modulaciones y tramas entre sectores, que no pueden ser resueltas con una única disposición vertical de soportes, requiriéndose en muchas ocasiones interrumpir tales elementos o desplazarles unas distancias apreciables.

Asimismo, la presencia de importantes huecos, entrantes y adaptaciones en fachadas, obliga también a emplear este tipo de elementos, bien sea en forma de piezas apoyadas o voladas, rectas o curvas, a modo de vigas balcón, capaces de mantener la necesaria continuidad estructural del sistema.

• *Losas macizas de hormigón* de 28 cm de espesor en el edificio Cascada, motivadas por el hecho de tener que acoplar la estructura de este edificio a otro ya existente que había de mantenerse y con el cual debía constituir una unidad funcional.

En el citado espesor se embebieron los cargaderos mixtos necesarios para el apeo de algunos soportes de la fachada, en la que se disponen fuertes retranqueos, a causa del desplazamiento entre plantas de los bordes escalonados curvos.

En la siguiente descripción pormenorizada de cada uno de los edificios se detallan los sistemas especiales incorporados a los mismos, adicionales a los sistemas genéricos antes expuestos.

3.2.2. Edificio Torre

Por su gran representatividad visual, es quien da nombre al complejo: Torre Mare Nostrum (Figs. 7 y 8). Está constituido por dos zonas:

– Cuerpo alto, de 22 plantas más una zona superior para instalaciones. Engloba los núcleos N1 y N2. Sus singularidades específicas se centran en los siguientes aspectos: disposición ligeramente inclinada de los soportes de uno de los bordes rectos, dando lugar a una fachada curva reglada; presencia de algunos entrantes o retranqueos en la zona de la fachada dorsal, que genera la presencia de ligeras oquedades en la misma; y disposición de importantes vigas cargadero en balcón en las zonas de continuidad con el cuerpo intermedio y el edificio puente, para lograr la permeabilidad requerida de las superficies de fachada y funcionales de estas piezas.

– Cuerpo intermedio, de 13 plantas que se funde con el anterior y, además, se vincula al edificio Portaaviones entre las plantas 8ª a 13ª, ambas inclusive, dando lugar a una zona común o maclada a través del edificio Puente situado sobre la calle interior.

Estas uniones y su conexión con el núcleo N4 que atraviesa la parte dorsal de este cuerpo, y se integra luego en el Portaaviones, dan lugar a una de las fuertes interacciones resistentes horizontales entre edificios.

Los dos núcleos N1 y N2 de la Torre, al igual que los de los restantes edificios, se realizaron mediante encofrados autotrepadores, en los cuales se dejaban ancladas las placas metálicas apropiadas para la posterior colocación de los casquillos de apoyo y fijación de las vigas metálicas de las plantas que apoyan en aquellos.

3.2.3. Edificio Capitel

Este cuerpo, de 8 plantas de altura, está unido desde su arranque al edificio Torre, al cual debe transmitirle las fuerzas horizontales equilibradoras necesarias para estabilizar el gran cuerpo volado.

the stepped curved edges between floors.

There follows a detailed description of each building with indication of the additional systems required to those general systems indicated above.

3.2.2. Tower Building

The Mare Nostrum Tower complex is named after this building on account of its great visual impact (Figure 7 and 8). The tower is divided into two areas:

– A tall twenty-two storey block together with an upper area for installation and incorporating shafts N1 and N2. The specific characteristics of this tower are as follows: the slight leaning arrangement of the columns on one of the straight edges, giving rise to a ruled curve façade; the presence of a number of recesses or offsets in the area of the rear façade which create the image of slight voids in the same; and the employment of sizeable transfer polygonal beams taken through to the adjoining areas of the intermediate building and the Bridge building to obtain the required permeability of the façade surfaces and to ensure the functionality of the same.

– Thirteen-storey intermediate structure which merges with the preceding building and connects to the Aircraft-carrier building from the 8th to the 13th floor, creating a common or interconnected area via the Bridge building set above the inner avenue.

These joints and the connection with shaft N4 which passes through the rear part of this structure and then integrates with the Aircraft-carrier building, gives rise to one of the powerful horizontal resisting interactions between the buildings.

The two cores N1 and N2 of the Tower, as in those of the other buildings, are formed by self-climbing formwork in which steel plates are anchored for the subsequent placement of support housings for the steel beams to the floors resting on the same.

3.2.3. Capital Building

This eight storey building is connected from its base to the Tower building and to

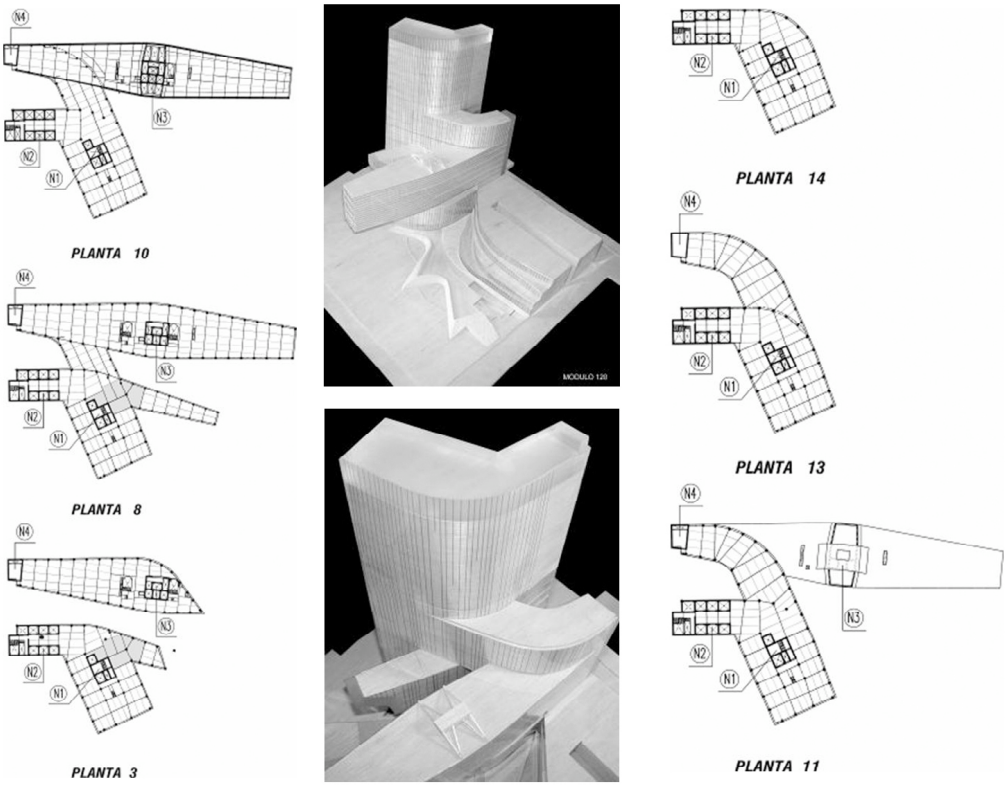


Figura 7. Secuencia de algunas plantas y fotos de la maqueta arquitectónica.
Figure 7. Sequence of certain floors and photographs of the architectural model.

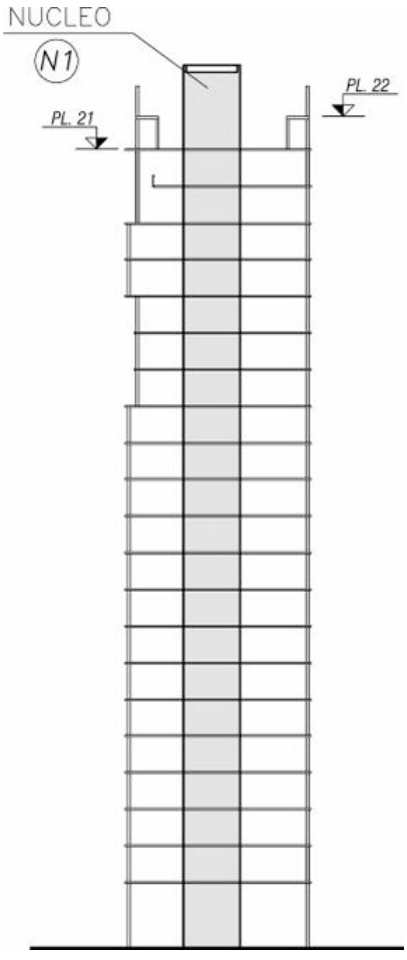


Figura 8. Edificio Torre.
Figure 8. Tower building.

Las dos fachadas laterales de este edificio no son paralelas, sino que presentan una leve convergencia en planta, hasta alcanzar el remate frontal extremo, limitado en sus bordes por sendas piezas mixtilíneas no concordantes, sino dislocadas entre sí que, desde su arranque en planta primera en dos cortos voladizos, van avanzando hacia fuera y hacia arriba, generando una fachada exterior frontal del vidrio de forma poliédrica; los planos de forjado no llegan hasta dicha fachada sino que quedan ligeramente retrasados, y se cierran mediante paneles verticales de vidrio, creándose, por tanto, una especie de patio interior inclinado con disposición espacial muy aleatoria (Figura 9).

La estructura de este cuerpo está basada en llevar las cargas verticales de los soportes hasta las piezas mixtilíneas antedichas, formadas por potentes secciones en cajón; y recoger las componentes horizontales de desvío por medio de las vigas y forjados de las plantas, que las trasladan, actuando en tracción o compresión según los pisos, hacia el núcleo N1 del edificio Torre. Al no estar alineado el eje del edificio con dicho núcleo, esta transferencia provoca esfuerzos de torsión en el citado núcleo y de flexión de eje vertical en los forjados

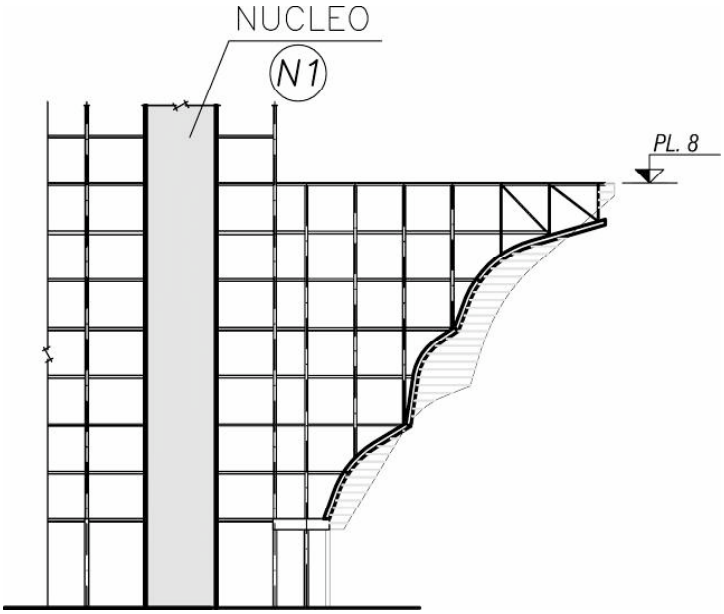


Figura 9. Edificio Capitel (sección B fig. 6).
Figure 9. Capital Building (section B. fig. 6).

de piso en las zonas próximas al mismo, las cuales están macizadas y armadas convenientemente, así como apropiadamente conectadas a dicho núcleo y a las piezas metálicas longitudinales y forjados citados.

3.2.4. Edificio Portaaviones

Esta pieza, de fuerte singularidad, presenta un gran cuerpo volado de cerca de 40 m de longitud, casi 20 m de altura y está situado también a 20 m de altura sobre el suelo de la Plaza (Figura 10).

Estructuralmente, incorpora cuatro elementos característicos:

– El núcleo vertical N3 de hormigón cuasi centrado en el edificio

– El núcleo vertical N4 dispuesto en el extremo dorsal

– Dos grandes piezas de celosía dispuestas en las fachadas longitudinales del edificio

– Un potente sistema de suspensión en la coronación del núcleo N3

La presencia del gran cuerpo volado requiere, para conseguir una adecuada funcionalidad, económica y constructiva, el empleo de un sistema de tipo megaestructura, y no recurrir a sistemas de dimensiones discretas, de tipo planta a planta, aporticadas.

La sobredimensión necesaria se logra situando sendas vigas de celosías tipo Pratt, en cada una de las dos fachadas longitudinales, aprovechando su canto de 18,30 m, altura útil, prácticamente total, del edificio. Este canto, en relación con los 40 m de luz de voladizo definen una ménsula corta, extraordinariamente eficaz frente a las acciones de uso y en especial, a las debidas al sismo en su componente vertical.

Estas celosías presentan cada una, dos módulos a cada lado del núcleo central N3, y reciben la práctica totalidad de las

which it transfers all necessary counterbalancing horizontal forces to stabilize the large cantilevered structure.

The two side faces of this building are not parallel and slightly converge in plan until reaching the uppermost part of the front wall, their edges being formed by disjointed and non-coinciding mixtilineal components which start off from the first floor in two short cantilevers and advance up and out to create an external polyhedric glass wall. The slab edges do not reach up to this façade but are, instead, slightly recessed and the area is closed by vertical glass panels to create a type of sloping inner patio with a very random spatial arrangement (Figure 9).

The structure of this building is designed to carry the vertical loads of the columns to the said mixtilinear components, formed by strong box sections, while the horizontal deviation components are taken by the beams and floors which carry them in tension or compression depending on the floor considered to shaft N1 of the Tower building. As the axis of the building is not aligned with this shaft, this transfer causes torsional moments on the shaft and bending moments of vertical axis in the floor slabs in the vicinity of the same. These areas being accordingly packed out and reinforced and suitably connected to the shaft and the said slabs and longitudinal steel members.

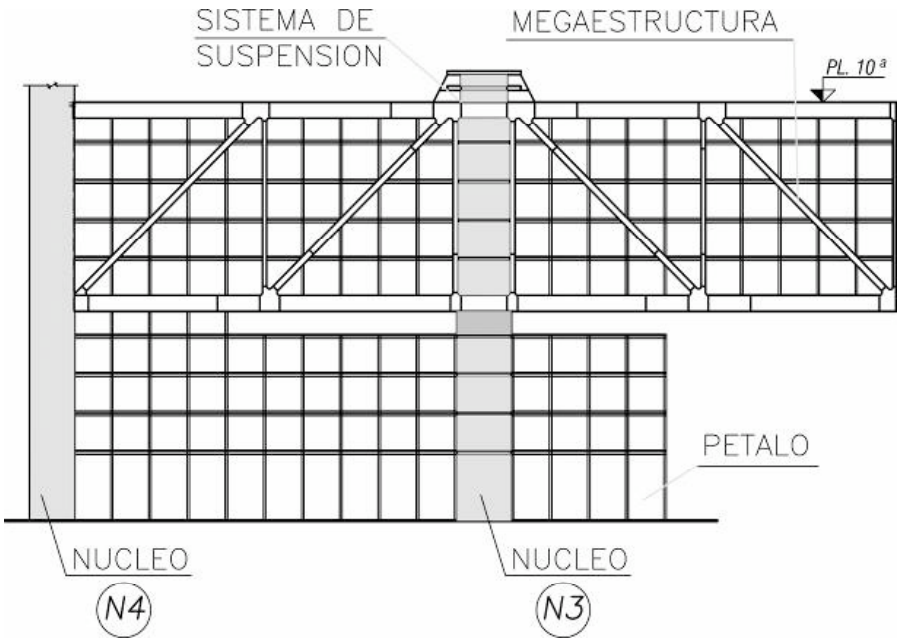


Figura 10. Edificio Portaaviones (sección C fig. 6).
Figure 10. Aircraft-carrier building (section C. fig. 6).

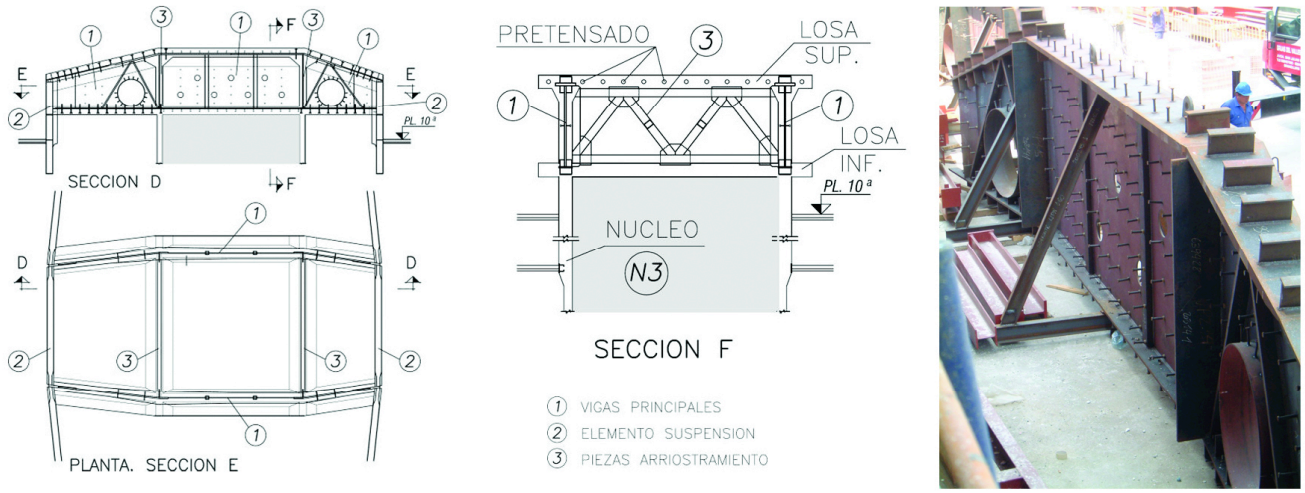


Figura 11. Estructura de suspensión en coronación del núcleo 3.
Figure 11. Suspended structure at the crown of core 3.

3.2.4. Aircraft-carrier building

This highly original building is formed by a large projecting structure some 40 m long and nigh on 20 m high and is set 20 m above the level of the Plaza (figure 10).

The building incorporates four characteristic structural elements:

– The concrete vertical shaft N3 set quasi central to the building

– The vertical shaft N4 set at the rear of the building

– Two large space frame systems set on the longitudinal sides of the building

– Powerful suspension system at the crown of shaft N3

In order to ensure suitable economic and constructive functionality, the large cantilevered structure required the employment of a megastructure type system and not to resort to smaller floor by floor framed systems.

The necessary oversizing was achieved by setting large Pratt type truss girders on each of the longitudinal sides and taking advantage of their 18.30 m effective depth which covered practically the entire height of the building. This depth, in relation to the 40 m projecting span, forming a short and extraordinarily efficient cantilever more than capable of withstanding, throughout its height, all general loads and particularly the vertical actions due to earthquake.

These trusses were set in place by two modules each side of the central shaft N3 and received practically all the vertical loads of the building via vertical columns set purely on the longitudinal façades –with its normal modulation– and integrated within the truss planes.

In order to ensure that the diagonals of the truss modules always crossed at the height of the floor slabs, the height and façade module ratio had to be maintained. As such, each truss has 18 m modules (5 modules of 3.60 m column supports) and a height of 18.30 m (five 3.66 m floors), thereby providing ideal diagonals of 25.67 m between the axes of the nodes.

All the members of these large trusses were arranged in the form of 30 cm wide box sections in order to allow their integration within the façade. The box sections were formed in thick plate, up to a maximum of 80 mm, with thermo-mechanically treated special S460M steel employed in certain areas for the pertinent effects.

The central part of these trusses coincide with shaft N3 and provide an area free of diagonals and where only the upper and lower cords are present, as the internal uprights of each truss limiting the said area serve as the basis for the suspended support of the trusses on the said shaft. The said cords being slightly curved in plan in order to support the change in longitudinal alignment of the front and rear façades.

The complete structure of each façade is suspended at the upper nodes of the central module by means of a large prestressed structural element with double composite action (Figure 11) set at

cargas verticales del edificio, a través de los soportes verticales únicamente situados en las fachadas longitudinales –con su modulación normal– integrados en los planos de la celosía.

Para lograr que el cruce de las diagonales de los módulos de celosía se produzcan siempre a la altura de los forjados, la relación de altura y modulo de fachada deben mantenerse. Así pues cada celosía tiene módulos de 18 m (5 módulos de soportes de 3,60) y altura de 18,30 m (5 plantas de 3,66 m), dando lugar a diagonales ideales de 25,67 m entre ejes de nudos.

Todas las barras de estas grandes piezas se disponen con secciones en cajón de 30 cm de anchura para permitir su integración en las fachadas y presentan espesores importantes de chapas, con un máximo de 80 mm; utilizándose en ciertas zonas acero especial S460M, termomecánicamente tratado, para conseguir tales condiciones.

Estas celosías, coincidente en su parte central con el núcleo N3, determinan una zona sin diagonales; es decir, en la que solamente están presentes los cordones superior e inferior ya que, en los montantes internos de cada celosía que limitan dicha zona, es donde se efectúa el apoyo en suspensión sobre dicho núcleo; cordones levemente curvados en planta para recoger el cambio de alineaciones longitudinales de las fachadas del cuerpo frontal y dorsal.

La estructura completa de cada fachada se suspende en los nudos superiores del antedicho módulo central, mediante

un gran elemento estructural pretensado con doble acción mixta (Figura 11), dispuesto ortogonalmente a las dos celosías, una en cada fachada. Esta potente pieza mixta corta está constituida por un gran cajón de canto y ancho ligeramente variables, para conseguir que las dos almas de la misma coincidan en su zona central paralela con los lados laterales del núcleo de hormigón N3, y lograr que se produzca una perfecta transferencia de las acciones de uno a otro sistema. El sistema está traspasado por dos huecos circulares de paso de hombre, para acceso a las zonas centrales y entre alas de la cubierta de este edificio.

Los extremos dorsales de las grandes celosías antes descritas, se unen al núcleo de hormigón N4, que forma uno de los patios principales de instalaciones, que recoge también parte de las cargas del edificio Torre, en su cuerpo de 14 plantas.

Por otra parte, la estructura principal de celosía se completa con la presencia de los soportes verticales interiores a la misma, situados a la distancia modular de 3.60 m, que se cruzan con las diagonales mediante la disposición de elementos de apoyo y reparto a un lado y otro de las mismas, para permitir la recepción y transmisión de esfuerzos. Este conjunto de montantes recibe la incidencia de las vigas de cada planta y las transfiere al sistema de celosía, con tracciones o compresiones según las zonas, en función de la posición de cada tramo de fuste respecto a los grandes cordones inferiores y del recuadro de la celosía en que se ubican.

En la zona dorsal, la mayor parte de los montantes citados, correspondientes a los soportes del edificio, se continúan hacia abajo creándose, por tanto, en conjunción con el núcleo N4 dorsal citado, un gran sistema de contrapeso que impide, en todo momento, el posible trabajo en flexión del núcleo central –salvo las inevitables condiciones parásitas de compatibilidad de deformaciones requeridas entre las diversas piezas del conjunto–, incorporando casi exclusivamente acciones de tipo axil provocadas por el apoyo de las grandes vigas de celosía.

Por el contrario, en la dirección transversal, las diferentes distancias voladas desde las celosías al núcleo, así como las alternancias de sobrecarga, producen acciones en las ménsulas superiores de la gran pieza de suspensión, con valores diferentes a un lado y otro del núcleo, que sí producen flexiones en el núcleo y que han sido adecuadamente controladas.

Debido a las diferentes cotas existentes entre el borde superior de los cordones de las celosías y el inferior de las almas de la pieza cajón de suspensión, motivado por las condiciones funcionales requeridas por la colocación de la maquinaria de ascensores del núcleo N3, se hizo necesario disponer unos elementos intermedios de cuelgue para conectar adecuadamente ambos sistemas.

Por esta razón, la losa de la planta cubierta desaparece en la zona de dicho núcleo N3, dejando solamente un nervio horizontal a modo de continuidad, y es sustituida en esta zona por una potente losa de hormigón de 40 cm de espesor situada 1,70 m por encima de aquella. Esta zona, que conecta las dos almas, forma el ala inferior en compresión de la pieza cajón del sistema de suspensión. Dichas almas metálicas están, asimismo, recubiertas por hormigón que se conecta a las mismas, de manera que, en combinación adicional con otra gran losa superior de igual espesor, levemente quebrada en alzado y fuertemente pretensada, constituyen un gran elemento mixto de carácter muy monolítico, pero plenamente activo frente a cualquier tipo de solicitación transversal por desequilibrio de cargas, viento, acciones especiales: góndolas de cubierta, térmicas, etc.

Para recoger todo tipo de fuerzas de desvío en estas zonas de intersección, el sistema se completa con dos diafragmas transversales, paralelos a los planos de las celosías, situados sobre las caras longitudinales del núcleo y que contribuyen al adecuado y perfecto reparto de cargas en el mismo, para su traslado hasta la cimentación.

El arriostramiento entre las dos celosías principales de ambas fachadas, así como la indeformabilidad horizontal entre las mismas está garantizado por el conjunto de las losas de las plantas y las vigas de apoyo de las mismas, que permiten su trabajo separado vertical con ligeras diferencias de movimientos: flechas y giros, que las diferencias de sobrecargas determinan en cada extremo.

right angles to the two trusses, with one on each façade. This powerful, short composite structure is formed by a large box section of slightly variable depth and width in order to ensure that the two webs of the same coincide in the central area parallel to the sides of the concrete shaft N3 and produce a perfect transfer of actions from one system to the other. The system is crossed by two circular holes to access at the central and sided areas of the roof located between their webs.

The rear ends of these large trusses are connected to the concrete core N4, forming one of the main shafts for installations and taking part of the loads from the 14-storey section of the Tower building.

The main truss structure is completed by vertical columns set within the same and spaced at a modular distance of 3.60 m and crossing the diagonals by means of support and distribution elements at each side of the same in order to receive and transfer loadings. This combination of uprights receives the effects of the floor beams and transfers them to the truss system, under compression or tension according to the zone, in accordance with the position of each section of upright with regards to the large lower cords and the panel of the truss in which it is set.

At the rear, the majority of the uprights, corresponding to the columns of the building, are continued downwards and, in conjunction with the rear shaft N4, create, a large counterweight system to prevent any possible bending of the central shaft –except the inevitable secondary conditions related to the compatibility of deflections between the different members of the assembly – purely incorporating loadings of an axial nature caused by the support of the large truss girders.

In the transversal direction, the different cantilevered distances from the trusses to the shaft, as well as the unbalanced live load, produce forces in the upper brackets of the large suspension element, with varying values each side of the shaft, that do lead to bending moments in the core and which have subsequently been appropriately controlled.

On account of the different levels between the upper edge of the truss cords

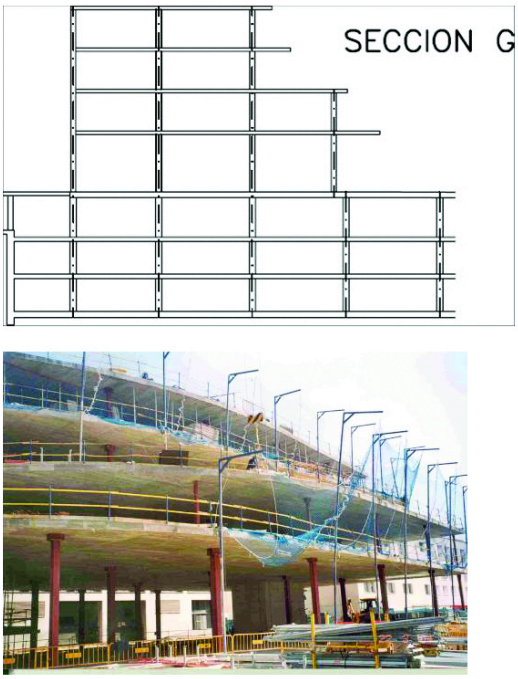


Figura 12. Edificio Cascada.
Figure 12. Cascade Building.

and the lower part of the webs of the suspension box member, due to the operational conditions required by the placing of lift machinery in shaft N3, it was necessary to place a number of intermediate suspension elements to connect both systems in a suitable manner.

For this reason, the slab of the top floor disappears in the area of shaft N3, leaving only a horizontal joist by way of continuity, and is replaced in this area by a 40 cm thick concrete slab set 1.70 m above the same. This area, which connect the two webs, acts as the lower compression flange of the box component of the suspension system. These steel webs are, in turn, covered by concrete which interconnects the same and, in combination with an other large upper slab of equal thickness, slightly uneven in elevation and heavily prestressed, forms a large composite element of very solid nature but fully capable of withstanding any type of transversal forces on account of unbalanced loads, wind, special loadings: window washing equipment, thermal actions, etc.

In order to absorb all types of deviation forces in these intersecting areas, the system is completed by two transversal diaphragms, set parallel to the planes of the trusses on the longitudinal faces of the shaft and which contribute to the correct load distribution within the same, so that this may then be carried down to the foundations.

The bracing between the two main trusses of both façades and the fact that the horizontal indeformability between the same is guaranteed by the combination of floor slabs and their supporting beams, allows independent vertical work with slight differences of movements, deflections and rotations, determined by the unbalanced live loads at each truss.

The time dependent creep and shrinkage strains are incorporated within the analysis and imply reductions in stiffness against permanent loadings and giving rise to small movements of the assembly which may be perfectly assimilated by the functional systems on account of the large lengths between the fixed and moving points and the relatively low stiffness of the secondary systems.

3.2.5. Cascade Building

This low, four-storey building with its curvilinear external faces offset from each other in a variable stepped manner, has a hybrid structural arrangement consisting of steel columns and solid reinforced concrete slabs connected to the two shafts N5 and N6 (Figure 12).

Las deformaciones diferidas de fluencia y retracción se incorporan al análisis, determinando reducciones de rigidez frente a las solicitaciones permanentes que dan lugar a pequeños movimientos de conjunto perfectamente asumibles por los sistemas funcionales, dadas las grandes longitudes que existen entre los puntos fijos y móviles y la relativa pequeña rigidez de los sistemas secundarios.

3.2.5.. Edificio Cascada

Este cuerpo bajo, de 4 plantas, con sus bordes exteriores curvilíneos y desfasados entre sí en forma escalonada variable, presenta una disposición estructural híbrida, de soportes metálicos y losas macizas de hormigón armado, vinculada a dos núcleos propios N5 y N6 (Figura 12).

El aspecto específico ya señalado de este edificio radica en la necesidad de apear algunos soportes de fachada en dinteles de planta, para recoger apropiadamente las zonas curvas de dicha fachada.

4. ESTRUCTURA RESISTENTE HORIZONTAL

Como se ha indicado previamente, en cada edificio se consideró que la totalidad de las acciones horizontales previs-

tas se transmitían hacia los núcleos de hormigón existentes en el interior de los mismos. Sin embargo, al estar enlazados entre sí por los forjados –a excepción del edificio Cascada que es autónomo– la respuesta de cada núcleo de hormigón como ménsula libre no es posible, produciéndose una interacción entre los diversos núcleos que compatibilice sus giros y traslaciones a través de las diferentes piezas de unión horizontal existente, constituidas por los planos de forjado.

Por esta razón, el análisis horizontal del sistema no fue realizado como cuerpos aislados, sino que se consideraron, junto con los diferentes núcleos verticales, las piezas de gran canto horizontal formadas por las losas mixtas de los diferentes edificios. A este conjunto espacial así formado (Figura 13), es al que fueron incorporadas las diferentes hipótesis de acciones de viento y sismo en las dos direcciones ortogonales principales, así como las fuerzas de desvío transmitidas por los elementos inclinados. Especialmente importante a estos efectos, resultó la incidencia de las cargas del cuerpo volado del Capitel y su incorporación al conjunto del sistema.

Asimismo, con el fin de no introducir acciones horizontales de gran importancia en el contacto de la losa de planta baja con los núcleos, se adoptó la condición de que el apoyo de las losas del sótano primero en los diferentes núcleos, fuera exclusivamente vertical, dejando libertad de movimientos relativos horizontales entre forjados y núcleos. De esta manera, la altura de transición entre los edificios superiores exentos, y las zonas de sótano, correspondía a dos plantas (entre baja y sótano -2) reduciéndose los cortantes y reacciones a valores perfectamente asumibles por los elementos y espesores dispuestos.

Finalmente, debe señalarse que el núcleo N2 no llega a apoyar en la losa de cimentación, sino que debe interrumpirse en el sótano -1, siendo apeado a través de grandes vigas de hormigón que apoyan en el núcleo N1 y en la pantalla perimetral de contención próxima, cuyos batataches afectados fueron dimensionados considerando estas cargas especiales.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

Todo el conjunto, a excepción de los edificios Capitel y Portaaviones, presenta, en términos generales, una ejecución de tipo convencional que no requiere exposición específica. Por el contrario, dichos edificios fueron ejecutados mediante procedimientos especiales para limitar los medios a utilizar aprovechando la autocapacidad evolutiva de las propias megaestructuras empleadas.

The specific aspect of this building lies in the need to transfer certain columns of the façade by means of girders in order to support the curved areas of the façade.

4. HORIZONTAL RESISTANT STRUCTURE

As indicated above, for each building it was taken that all horizontal loadings would be transmitted towards the concrete shafts within the same. However, as all the buildings are interconnected to each other by the floor slabs –with the exception of the independent Cascade building - the response of each concrete shaft as a free cantilever is not possible. This producing an interaction between the different shafts and offsetting the respective turning and displacements of the same by the different horizontal connecting members formed by the floor slabs.

For this reason, the horizontal analysis of the system was not carried out in terms of isolated core members, but considering, together with the different vertical shafts, the elements of large horizontal depth-formed by the composite slabs of the different buildings. The spatial combination formed in this way (Figure 13) was then subject to the different hypotheses concerning wind and

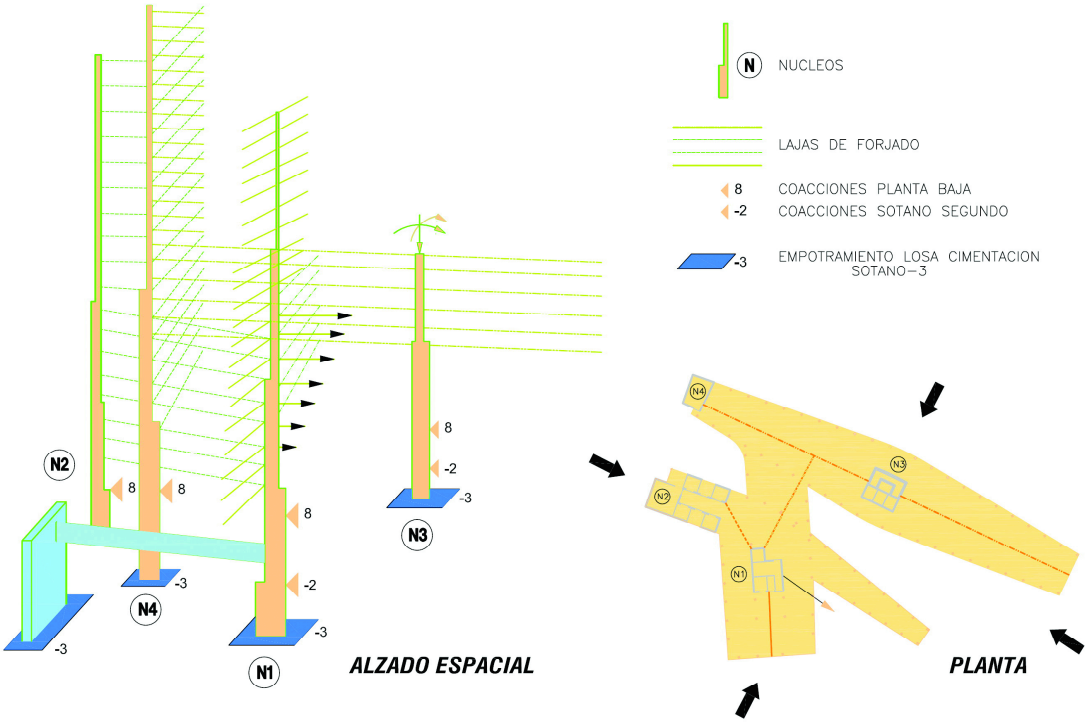


Figura 13. Esquema espacial global frente a acciones horizontales.
Figure 13. General spatial arrangement for horizontal forces.



Figura 14. Ejecución del edificio Capitel.
Figure 14. Erection of the Capitel Structure.

earthquake actions in the two main orthogonal directions, together with the forces transmitted by the sloping elements. In this regard, the effect of the loads of the cantilevered body of the Capital structure and its incorporation within the rest of the system was of particular importance.

In order to prevent the introduction of large horizontal forces at the interconnection between the ground floor slab and the shafts, it was established that the connection of the first basement slabs at the different shafts were purely vertical in order to allow relative freedom of horizontal movement between the slab and the shafts. In this way, the transitional height between the upper above ground areas and the basement areas corresponded to two floors (between the ground floor and basement -2) thereby reducing shear and reactions forces to values which could be perfectly assimilated by the elements and thicknesses employed.

It is of note that the shaft N2 does not rest on the foundation slab and instead starts of from basement -1. This shaft is supported by large concrete beams which rest on shaft N1 and on the nearby perimeter retaining wall, that was were suitably scaled in the area affected in accordance with these special loads.

5. ERECTION PROCESS

The entire complex, with the exception of the Capital and Aircraft-carrier buildings, were generally constructed by conventional means and do not require further explanation here. However, these two other buildings were built by special procedures in order to restrict the resources required and to take advantage of the ongoing self-bearing capacity of the megastructures employed.

5.1. Erection of the Capital building

The construction process of this building was fairly similar to that of a conventional structure with the exception of certain aspects which required consideration in terms of the sequence of construction.

1) Floors could not be assembled until at least 21 days after the laying of the two solid slabs corresponding to each floor and that immediately above within the Tower building, set in the adjacent areas of the Capital building and connected to core N1. This then guaranteed the transfer of horizontal forces to the core from the Capital as a result of the deviation of the sloping columns within the same.

2) The placement of the sections of the mixtilinear edge box members could not be carried out until the completion of the steel structure of the floors set below the upper level of these components on both façades, together with the placement of the profiled steel sheets in the slabs.

5.1. Ejecución de la estructura del edificio Capitel

El proceso constructivo de este edificio resulta bastante próximo a un esquema convencional a excepción de algunos aspectos que debían ser tenidos en consideración en su secuencia evolutiva.

1) No se podía iniciar el proceso de montaje de ninguna planta sin estar completadas, con una edad al menos de 21 días, las dos losas macizas correspondientes a dicha planta y la inmediatamente superior del edificio Torre, situadas en las zonas adyacentes al Capitel y conectadas con el núcleo N1, para garantizar la transmisión a dicho núcleo de las fuerzas horizontales provenientes del Capitel, producidas por el desvío de los soportes inclinados del mismo.

2) La colocación de los tramos de las piezas de borde mixtilíneas, no se efectuaba hasta tanto no estaba completamente terminada la estructura metálica de las plantas situadas por debajo del nivel superior de dichas piezas en ambas fachadas, incluso colocadas las chapas plegadas de los forjados.

3) El proceso de montaje requirió llevar lo más paralelamente posible ambas fachadas e ir uniendo ambas con las vigas transversales entre nudos.

4) La ejecución de losas se realizó efectuando el hormigonado lo más próximamente posible al acabado del montaje de la estructura metálica de cada planta.

En la Figura 14 pueden verse aspectos de la ejecución de este cuerpo.

5.2. Ejecución de la estructura del edificio Portaaviones

La secuencia de ejecución respondió al siguiente proceso

– Fase 1 (Figura 15)

• Ejecución de núcleos y estructuras de plantas inferiores del edificio.

– Fase 2 (Figura 16)

• Colocación de fustes auxiliares de continuidad entre planta 4ª y fondo del cordón inferior de las celosías.

Estos fustes auxiliares presentaban un dispositivo de desapeo para su reti-

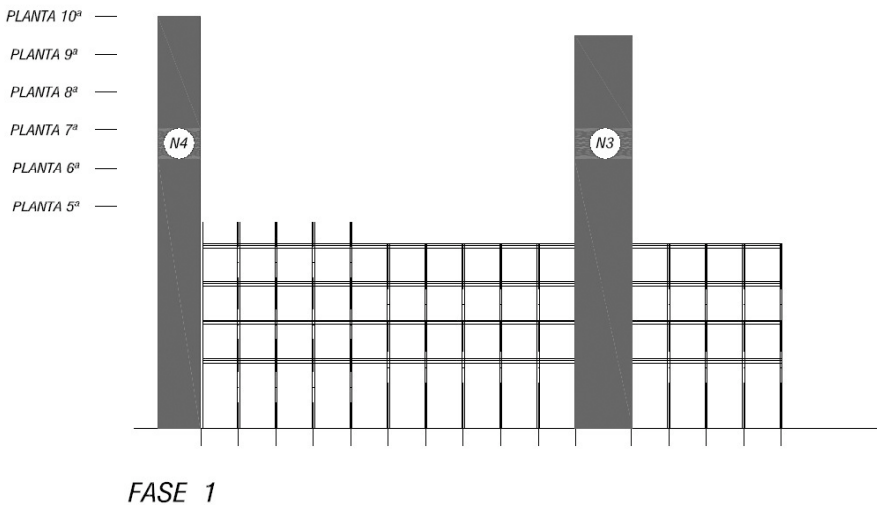


Figura 15.
Figure 15.

rada en el momento oportuno más adelante.

• Colocación de torretas 1 a 5 bajo los soportes nº 123, 132, 143, 142 y 133 unidas a la losa de planta baja.

• Disposición de los arriostramientos entre torretas.

– Fase 3 (Figura 17)

• Construcción simultánea de la estructura de las plantas 5ª, 6ª y 7ª; tanto en el edificio en su parte dorsal, como en la frontal en voladizo; homigonando la totalidad de la planta 5ª antes de realizar las estructuras metálicas de plantas 6ª y 7ª (Figura 18).

• Montaje en la coronación del núcleo N3 de las vigas y elementos metálicos de suspensión de las grandes celosías de fachada (Figura 19).

• Ejecución de la losa inferior de la gran viga cajón de suspensión, colgando sus encofrados de las piezas metáli-

3) The assembly process required that both façades be raised as parallel as possible and that both be connected by the cross beams between nodes.

4) Concreting was carried out as soon as possible after the installation of the steel structure to each floor.

Figure 14 shows construction in progress on this building

5.2. *Erection of the Aircraft-carrier building*

The construction sequence corresponded to the following process:

– *Stage 1 (Figure 15)*

• Construction of cores and structures of the lower floors of the building.

– *Stage 2 (figure 16)*

• *Placing of temporary columns between the 4th floor and the bottom of the lower cord of the main trusses.*

These temporary columns included an unhorsing device which could be removed at the opportune time as indicated below.

• *Placement of provisional towers below columns Nos. 123, 132, 143, 142 and 133 loading on the ground floor slab.*

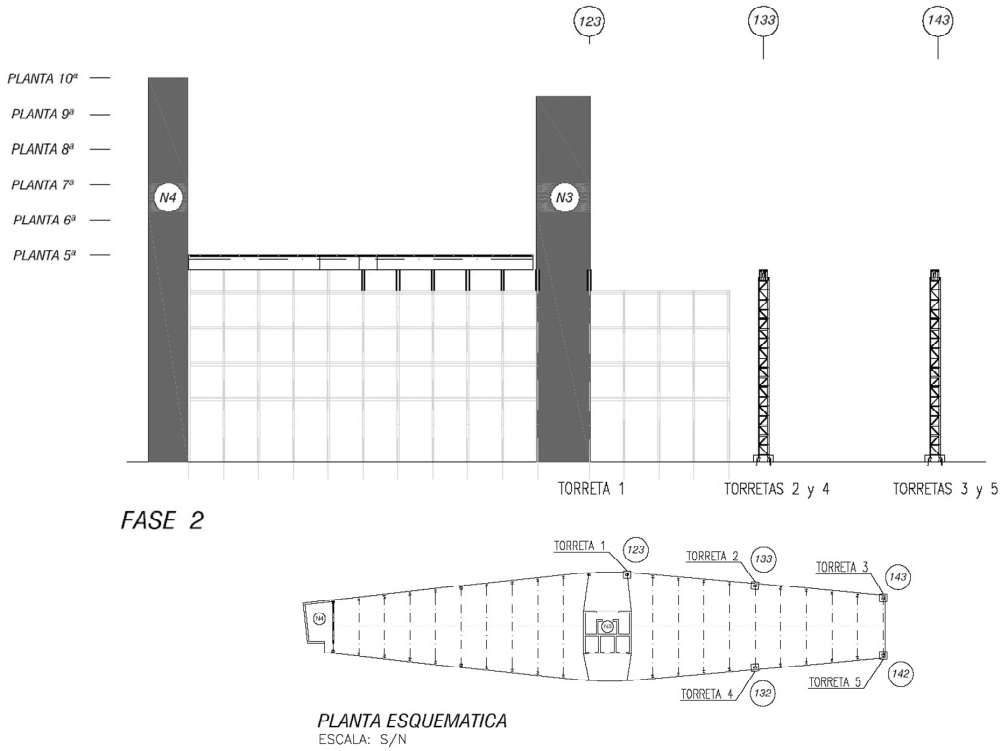


Figura 16.
Figure 16.

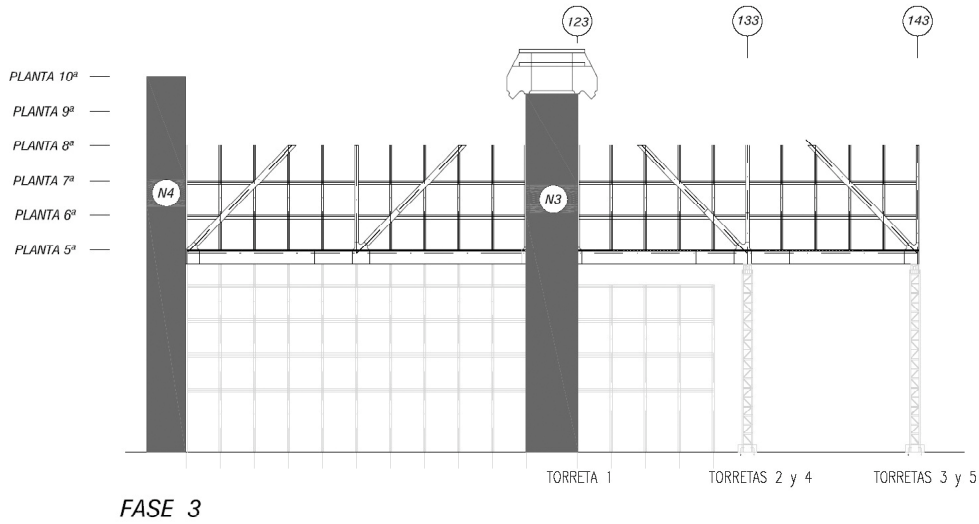


Figura 17.
Figure 17.



Figura 18. Ejecución del portaaviones en fase 3.
Figure 18. Stage 3 construction of the Aircraft-carrier building.

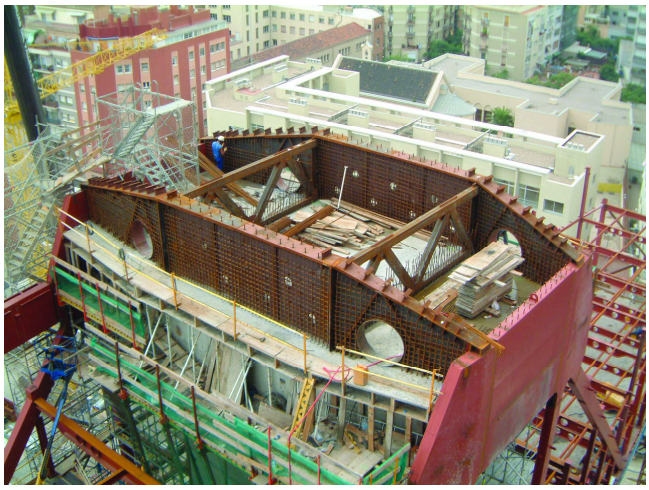


Figura 19. Posicionamiento de las piezas metálicas del elemento de suspensión.
Figure 19. Arrangement of steel hanging elements.



Figura 20. Vista de la estructura del elemento de suspensión durante el pretensado de la losa superior.
Figure 20. View of the hanging structure during the prestressing of the upper slab.

cas de suspensión antedichas y de las paredes del núcleo N3.

• Ejecución del revestimiento de hormigón de las almas de las grandes vigas y de las celosías transversales.

• Ejecución y pretensado de la losa superior de la gran viga cajón de suspensión (figura 20).

– Fase 4 (Figura 21)

• Cierre del primer módulo frontal de las celosías principales (figura 22).

– Fase 5 (Figura 23)

• Desapeo de torretas 1, 2 y 4.

• Continuación de la ejecución de plantas del primer recuadro de las celosías frontales.

– Fase 6 (Figura 24)

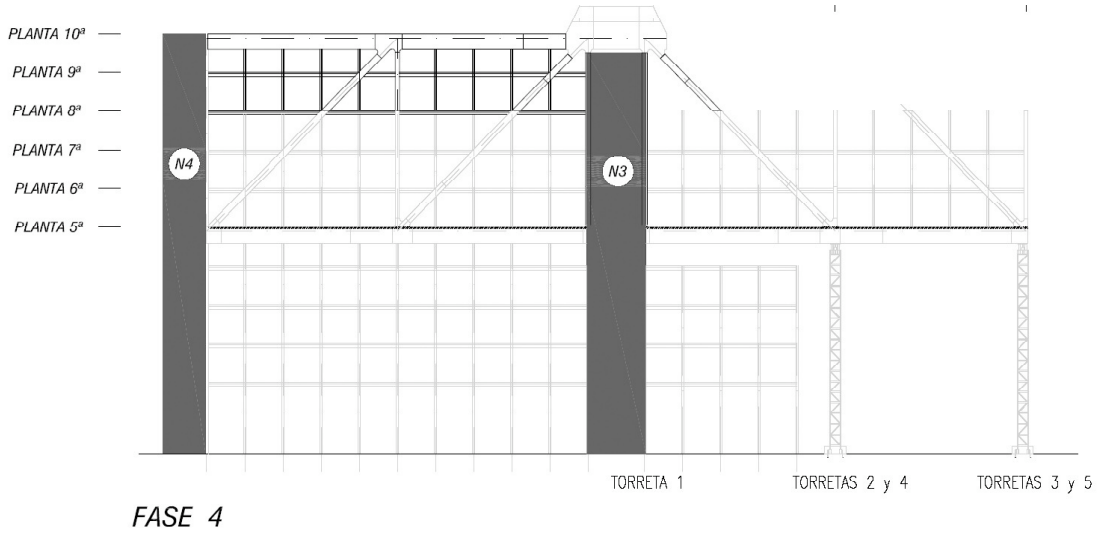


Figura 21.
Figure 21.



Figura 22. Vista de la ejecución de la fase 4 del Portaaviones.
Figure 22. View of stage 4 construction of the Aircraft-carrier building.

• *Bracing between provisional towers.*

– *Stage 3 (Figure 17)*

• *Simultaneous erection of the structures to floors 5, 6 and 7, both at the rear of the building and at the front of the cantilever, but concreting the whole of the 5th floor prior to raising the steel structure to floors 6 and 7 (Figure 18).*

• *Assembly at the capping to core N3 of beams and steel suspension components to the large façade trusses (Figure 19).*

• *Construction of the lower slab of the large suspension composite box girder, suspending its formwork from the said steel suspension members and the walls of shaft N3.*

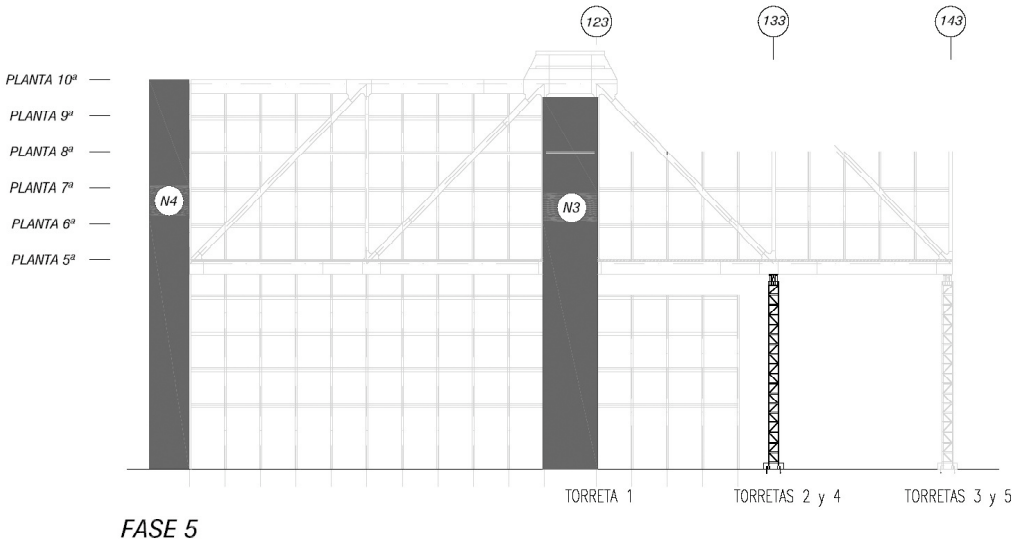
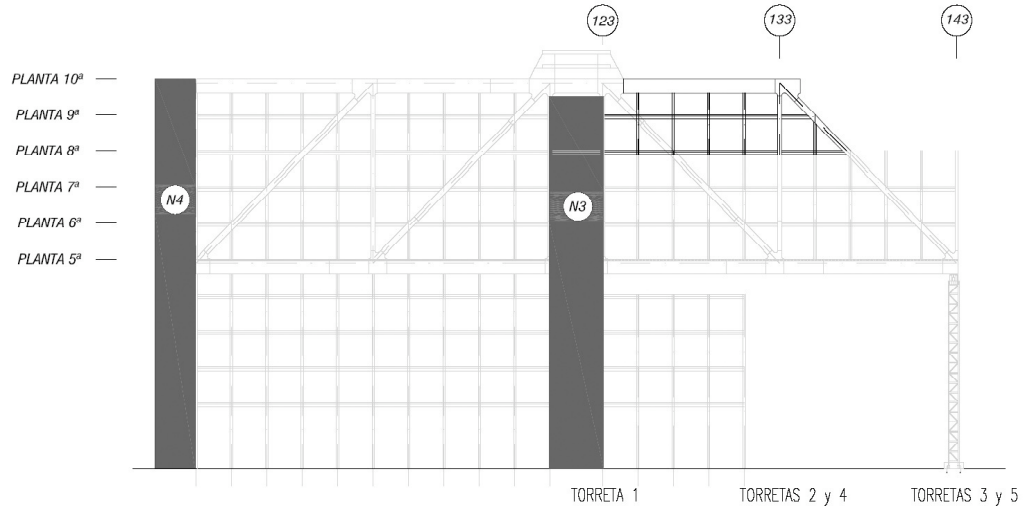
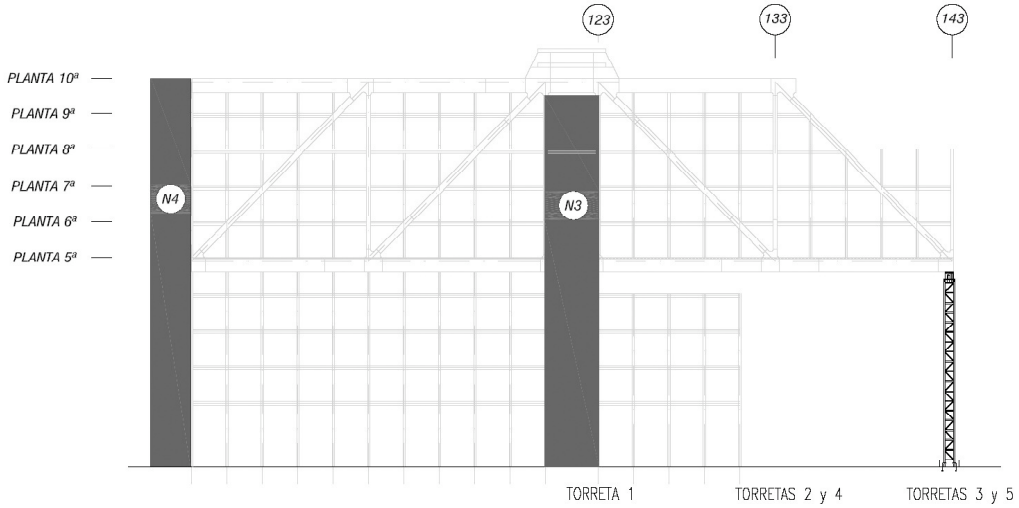


Figura 23.
Figure 23.



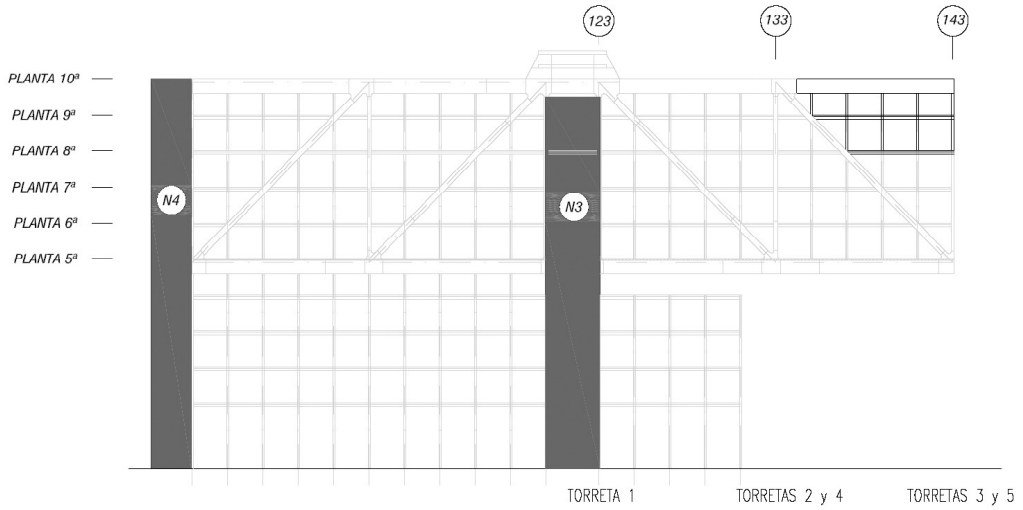
FASE 6

Figura 24.
Figure 24.



FASE 7

Figura 25.
Figure 25.



FASE 8

Figura 26.
Figure 26.



Figura 27. Vista final de la ejecución del Portaaviones.
Figure 27. Final view of the construction of the Aircraft-carrier building.



Figura 28. Estructura de vigas de una planta del Portaaviones.
Figure 28. Beam structure on one floor of the Aircraft-carrier building.



Figura 29. Vista dorsal de la Torre y el Puente.
Figure 29. Rear view of the Tower and Bridge buildings.



Figura 30. Vista general en fase de terminaciones.
Figure 30. General view of finishing work.

• Cierre completo del primer recuadro y de las barras de diagonales del segundo recuadro.

• Terminación de la ejecución de plantas del primer recuadro.

– Fase 7 (Figura 25)

• Desapeo de torretas 3 y 5.

• Las flechas de desapeo previstas para esta segunda manio-

• *Concrete lining of the webs to the large beams and the transversal trusses.*

• *Construction and prestressing of the upper slab to the large suspension box girder (figure 20).*

– *Stage 4 (Figure 21)*

• *Closure of the first frontal module of the main trusses (Figure 22).*



Figura 31. Vista dorsal en fase de cerramiento.
Figure 31. Rear view during construction of facings.



Figura 32. Vista aérea en planta durante la construcción.
Figure 32. Aerial view of the site during construction.

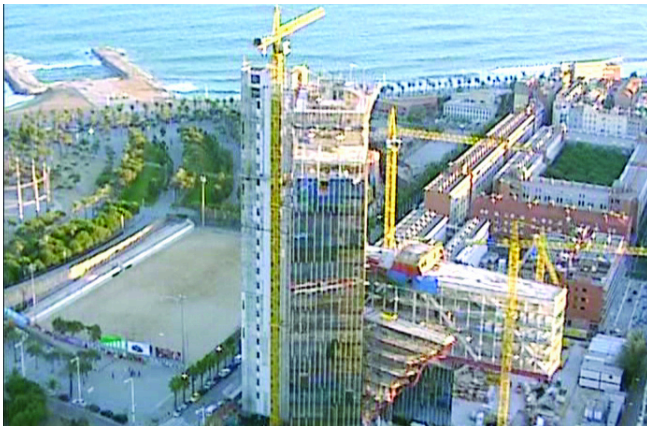


Figura 33. Vista aérea en construcción.
Figure 33. Aerial view of construction.



Figura 34. Edificio Cascada.
Figure 34. Cascade Building.

– Stage 5 (Figure 23)

• Removal of provisional towers 1, 2 and 4.

• Continued construction of the floors to the first panel of the front trusses.

– Stage 6 (Figure 24)

• Complete closure of the first panel and the diagonal bars of the second panel.

• Completion of floors to the first panel.

– Stage 7 (Figure 25)

• Removal of provisional towers 3 and 5.

• The deflection considered for this second removal of shoring was 20mm and the measured values 17 and 18 mm.

• Removal of auxiliary truss to the front façade,

• Continued construction of the floors to the second panel of the front trusses.

• Concreting of floors to the front area.

– Stage 8 (Figure 26)

• Complete closure of the structure of the 2nd frontal panel (Figure 27).

• Completion of the floors to the second frontal panel

• Concreting of remaining floors to the front area.

Several final stages of the construction and some views of the finished building are shown in figures 28 at 39.

bra eran de 20 mm, obteniéndose valores de 17 y 18 mm.

• Retirada de celosía auxiliar de la fachada frontal.

• Continuación de la ejecución de plantas del segundo recuadro de las celosías frontales.

• Hormigonado de plantas de zona frontal.

– Fase 8 (Figura 26)

• Cierre completo de la estructura del 2ª recuadro frontal (Figura 27).

• Terminación de la ejecución de plantas del segundo recuadro frontal.

• Hormigonado de plantas restantes de zona frontal.

En las figuras nº 28 a 39, se muestran algunas fases finales de la ejecución de las obras y del edificio terminado.



Figura 35. Vista longitudinal del capitel y de la calle interior en el edificio terminado.
Figure 35 Longitudinal view of the Capital building and the inner avenue to the finished building.



Figura 36. Edificios Pétalo y Portaaviones terminados
Figure 36. Finished Petal and Aircraft-carrier buildings.



Figura 37. Vista dorsal del frente y la calle interior
Figure 37. Rear view of the front and inner avenue.



Figura 38. Vista dorsal general.
Figure 38. General rear view.

6. CONCLUSION

The combined use of different structural types and solutions, both in the overall arrangement and in the details and specific areas of the building, is almost obligatory in order to adapt the pertinent strength and construction capacities to the formal and functional conditions demanded by modern architecture in highly complex works.

Within these lines of action, the example referred to in this article offers a broad range of available possibilities and demonstrates that this method of action is not only pertinent and logical, but is nigh on obligatory if one aims to provide the necessary structural response, at the same level of intensity and complexity, to this profound architectural-engineering dialogue so actively manifested today.

Though the suitability and quality of these specific solutions have subsequently been covered up by architectural finishings, the subliminal presence of these solutions is not totally erased and they actively remain in order to maintain this interesting dilemmatical dispute between the visible and invisible elements of a structure in modern-day architecture.

6. CONCLUSIÓN

La utilización combinada de diversas tipologías y soluciones estructurales, tanto para los planteamientos más globales, como para los detalles y zonas locales de un edificio, resulta casi obligada para adaptar los recursos resistentes y constructivos más apropiados a las formas y condicionamientos funcionales que la gran arquitectura de hoy exige en las realizaciones complejas.

El ejemplo mostrado en este artículo ofrece –dentro de dicha línea de actuación– una gama apreciable de tales posibilidades; y pone de manifiesto que dicha forma de actuar es no sólo adecuada y lógica, sino que resulta plenamente obligada si se quiere dar una respuesta estructural ajustada, y del mismo nivel de intensidad y complejidad, a ese profundo diálogo arquitectura-ingeniería que se está manifestando activamente en los momentos actuales.

Aunque la adecuación y cualidad de dichas soluciones específicas haya sido posteriormente encubierta por el tipo de acabados arquitectónicos, la presencia subliminal no queda del todo borrada y late activamente para mantener la interesante controversia dilemática de lo visible y lo invisible de la estructura resistente en la arquitectura de nuestros días.



Figura 39. Vista general desde la fachada dorsal.
Figure 39. General view from the rear façade.

FICHA TÉCNICA / *DATA SHEET*

• Propiedad:	GAS NATURAL
• Dirección del Proyecto:	SERVIHABITAT
• Arquitecturas. Proyecto y Dirección de Obra:	EMBT Arquitectec Associats, S.L.
• Estructuras. Proyecto y Dirección de Obra:	MC2 Estudio de Ingeniería
• Asistencia Dirección de Obra:	IOC
• Instalaciones Proyecto y Dirección:	PGIGRUP
• Fachada muro cortina:	PERMASTEELISA ESPAÑA, S.A.
• Gestión del Proyecto:	IDOM. Ingeniería y Sistemas, S.A.
• Dirección Técnica de Obra:	CONSTRUCCIÓN Y CONTROL
• Control económico de Obra:	TASINSA
• Control del Proyecto y de Calidad:	SECOTEC
• Coordinación de Seguridad y Control:	SGS
• Constructor, Cimentaciones y Pantallas de contención:	TERRATEST
• Control de la cimentación:	INTEMAC
• Constructor de la superestructura:	DRAGADOS
• Constructor Estructura Metálica:	ASCAMON
• Control de la Superestructura:	APPLUS
• Chapas plegadas metálicas forjados mixtos:	HIANSA
• Protección ignífuga:	PERLIFOC
• Impermeabilización de la infraestructura:	MASTER CONCRETE
• Instalaciones mecánicas:	SOGESA
• Instalaciones eléctricas y señales débiles:	UTE Crespo y Blasco con EMTE
• Ascensores:	KONE

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



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

T. +351 22 9399520
F. +351 22 9360506
info@berd.eu

BERD es una empresa de investigación, desarrollo, y aplicación de soluciones de vanguardia en la 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.



Ensayos en túnel de viento de un modelo aeroelástico del arco del puente sobre el río Tajo "Arcos de Alconétar"

Wind tunnel tests on the "Arcos de Alconétar" arch bridge aeroelastic model

Antonio Barrero Gil
Ingeniero Industrial
IDR/UPM, Universidad Politécnica de Madrid

Gustavo Alonso Rodrigo
Dr. Ingeniero Aeronáutico
Profesor Titular interino, Universidad Politécnica de Madrid

José Meseguer Ruiz
Dr. Ingeniero Aeronáutico
Catedrático, Universidad Politécnica de Madrid

Miguel Ángel Astiz Suárez
Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
Catedrático, Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

Los ensayos en túnel aerodinámico son una herramienta cada vez más utilizada en el proceso de diseño de construcciones civiles, y en particular de puentes. En este artículo se presenta el estudio experimental realizado en las instalaciones de ensayos aerodinámicos de la Universidad Politécnica de Madrid para analizar el problema de oscilaciones verticales excitadas por el viento surgido durante la construcción del puente "Arcos de Alconétar" sobre el río Tajo, cuyo arco experimentó oscilaciones muy notables frente a vientos de velocidad moderada. Diagnosticado el fenómeno aeroelástico causante del problema –desprendimiento de torbellinos– los ensayos en túnel aerodinámico con modelos bidimensionales a escala del arco han permitido por una parte contrastar la hipótesis sobre la causa de la oscilación y por otra demostrar la eficacia de las modificaciones geométricas introducidas en el diseño para mejorar la respuesta aeroelástica del puente.

SUMMARY

Wind tunnel tests are widely used at the design stage of civil constructions, as it happens with long span bridges. In this paper the results of the experimental work carried out at the Universidad Politécnica de Madrid to analyze the vertical arch-deck oscillations observed during the erection of "Arcos de Alconétar" Bridge, produced by a low intensity wind, are presented. Once the phenomenon causing the oscillations (vortex induced vibrations) was identified, the hypothesis about the cause of oscillations was verified by means of wind tunnel tests of sectional arch models with properly scaled mass and geometrical properties. Furthermore, the efficiency of some aerodynamic devices attached to the arch structure to improve the aeroelastic behaviour of the bridge was investigated.

1. INTRODUCCIÓN

A principios de 2006 uno de los arcos del puente entonces en construcción sobre el río Tajo, correspondiente a la Autovía de la Plata, sufrió vibraciones muy apreciables en el plano vertical que contiene al arco bajo la acción de un viento transversal cuya velocidad media se estimó entre 20 y 30 km/h, muy por debajo de la velocidad de diseño a cargas de viento estáticas (1, 2). Teniendo en cuenta la naturaleza de las oscilaciones y de la velocidad del viento que las excitó, se dedujo que la causa más probable de la perturbación había sido el desprendimiento de torbellinos alternados a sotavento del arco, con una frecuencia semejante a la primera frecuencia propia del puente, lo que provocó la entrada en resonancia de la estructura.

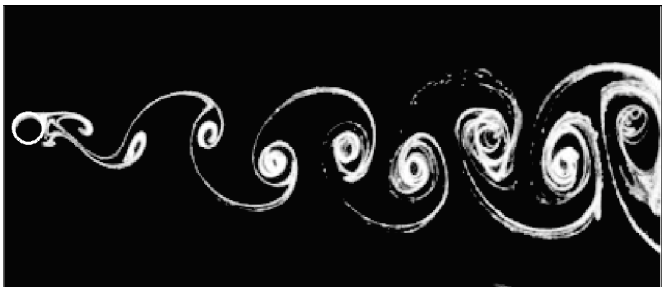


Figura 1. Calle de torbellinos de Kármán.

El desprendimiento de torbellinos alternados es un fenómeno aerodinámico que puede producir vibraciones laterales (en un plano perpendicular a la corriente incidente) en estructuras esbeltas y elásticas, cualquiera que sea su sección (excepto si el cuerpo está fuselado de modo que la capa límite permanezca adherida (3-7)). El flujo corriente abajo de una estructura no fuselada situada perpendicularmente a una corriente incidente uniforme se caracteriza por el desprendimiento alternado y periódico de torbellinos, la denominada calle de torbellinos de Kármán. Enseña la mecánica de fluidos que, en general, cuando se desprende un torbellino ha de aparecer sobre el cuerpo de donde se ha desprendido una circulación igual y de signo contrario, circulación que en virtud del teorema de Kutta-Yukovski genera sobre el cuerpo una fuerza de sustentación perpendicular a la corriente incidente (7, 8). Como los torbellinos desprendidos van cambiando alternativamente de signo (Figura 1), el resultado es la aparición de fuerzas laterales periódicas sobre la estructura que pueden hacerla oscilar.

El parámetro adimensional que define la naturaleza de estos torbellinos desprendidos es el llamado número de Strouhal, St, definido como $St = n_t D/U$, donde n_t es la frecuencia del desprendimiento de torbellinos, D es una longitud característica transversal del obstáculo y U la velocidad media de la corriente incidente no perturbada. El número de Strouhal varía con el número de Reynolds ($Re = \rho UL/\mu$, siendo ρ la densidad del aire y μ la viscosidad cinemática), si bien la variación es pequeña en cuanto el valor de este parámetro es moderadamente alto, por ejemplo, por encima de mil. Esta variación ha sido determinada mediante un gran número de ensayos en túnel aerodinámico para secciones de geometría muy variada, lo que permite conocer los valores típicos de los números de Strouhal de un amplio espectro de secciones, oscilando tales valores típicos, según la geometría, entre 0.2 y 0.1, siendo es valor tanto más elevado cuanto más se parece la sección a la circular y menor según se va asemejando a una placa plana perpendicular a la corriente incidente.

De acuerdo con lo anterior, como el número de Strouhal es aproximadamente constante, la frecuencia de los torbellinos desprendidos varía en primera aproximación linealmente con la velocidad de la corriente incidente, $n_t = St \cdot U/D$, y si la velocidad es tal que la frecuencia de desprendimiento de los torbellinos coincide con alguna de las frecuencias propias de la estructura, puede aparecer un fenómeno de resonancia que amplifique la deformación de la estructura hasta provocar su colapso por fatiga. Cuando esto ocurre, es el propio movimiento oscilatorio de la estructura, a su frecuencia natural, el que controla la frecuencia de desprendimiento de los torbellinos de la estela, de modo que hay un intervalo de velocidades de la corriente incidente en el que la frecuencia de desprendimiento permanece prácticamente constante en vez de variar linealmente con la velocidad del flujo incidente: es la denominada zona de bloqueo.

En lo que sigue se presentan los diversos trabajos experimentales llevados a cabo en túnel de viento A9 del Instituto Universitario "Ignacio da Riva" de la Universidad Politécnica de Madrid (IDR/UPM) con el fin de comprobar el origen del fenómeno oscilatorio descrito y de analizar las distintas alternativas propuestas para su solución.

Los ensayos realizados se pueden dividir en dos categorías claramente diferenciadas. En primer lugar se han realizado ensayos de caracterización de la capacidad de reducir la oscilación lateral del arco de distintos tipos de elementos atenuadores añadidos al mismo, empleando para ello un modelo rígido del arco unido a una balanza de seis componentes (ensayos estáticos). Para el resto de los ensayos, se ha diseñado y puesto a punto un dispositivo para ensayos dinámicos, que permite la oscilación del modelo según la dirección normal a la corriente incidente. Con este dispositivo de ensayos dinámicos se ha obtenido, primeramente para el modelo de arco nominal o básico, sin añadido alguno, el rango de velocidades al que se produce la autoexcitación aeroelástica por desprendimiento de torbellinos, y posteriormente la eficiencia de los diferentes elementos atenuadores añadidos al modelo básico.

2. CRITERIOS DE SEMEJANZA

La validez de los ensayos de medida de las acciones del viento sobre modelos a escala en túneles aerodinámicos se fundamenta en el principio de semejanza dinámica de la mecánica de fluidos, que establece que en el caso del movimiento del aire alrededor de obstáculos, supuesto que la velocidad del viento incidente es razonablemente pequeña en relación con la del sonido, los resultados adimensionales medidos en túnel son aplicables a la estructura real cuando existe semejanza geométrica y cuando se cumple la igualdad de los números de Reynolds asociados al movimiento alrededor del modelo a escala y alrededor del obstáculo real.

La semejanza geométrica exige que en el modelo a ensayar se reproduzcan a escala todos los detalles aerodinámicamente significativos, y respecto al número de Reynolds, la dependencia de los resultados de este parámetro puede ser significativa si el cuerpo es fuselado o redondeado (de formas suaves), pues el número de Reynolds influye en la transición de régimen laminar a turbulento de la capa límite que se desarrolla sobre el cuerpo, y por tanto en el posible desprendimiento de tal capa límite, pero suele ser irrelevante si se trata de cuerpos no fuselados ni redondeados (cuerpos con aristas), pues en tal caso el desprendimiento de la capa límite está gobernado por la geometría (la capa límite se desprende en las aristas de barlovento incluso a valores pequeños del número de Reynolds), y los coeficientes adimensionales de fuerzas y momentos son independientes del número de Reynolds una vez que este parámetro ha superado un cierto valor crítico.

Al ser el problema en estudio dinámico, hay otros criterios de semejanza relativos al movimiento del cuerpo que es pre-

ciso satisfacer. En el caso de un objeto oscilando lateralmente, inmerso en una corriente fluida, la ecuación diferencial que describe el movimiento del centro de masas de una sección es

$$m\left(\frac{d^2y}{dt^2}+2\pi n\zeta\frac{dy}{dt}+(2\pi n)^2 y\right)= \\ =F\left(\rho,\mu,U,\alpha,D,n,y,\frac{dy}{dt},\frac{d^2y}{dt^2}\right) \quad (1)$$

donde m es la masa por unidad de longitud del cuerpo, y el desplazamiento lateral, t el tiempo, n la primera frecuencia propia a flexión, ξel coeficiente de amortiguamiento, y F las fuerzas por unidad de longitud que actúan sobre el obstáculo, que en el caso más general dependen de las propiedades del fluido que incide sobre el puente (densidad, ρ, y viscosidad dinámica, μ), de la velocidad, U, y dirección de la corriente incidente, α, de la geometría del cuerpo, D, del tiempo (o una magnitud relacionada como es la frecuencia, n), y del propio movimiento del centro de masas (posición, velocidad y aceleración, y, dy/dt y d^2y/dt^2, respectivamente).

En variables adimensionales, $\eta = y/D$, $\tau = nt$, la expresión (1) se puede escribir como

$$\frac{d^2\eta}{d\tau^2}+2\pi\zeta\frac{d\eta}{d\tau}+(2\pi)^2\eta=\frac{1}{2}\frac{\rho U^2}{mn^2}F \\ F\left(\mathrm{Re},\alpha,\frac{nD}{U},\eta,\frac{d\eta}{d\tau},\frac{d^2\eta}{d\tau^2}\right) \quad (2)$$

Se ha dicho que en cuerpos con aristas la dependencia de los resultados con el número de Reynolds es muy pequeña o inexistente, por lo que se puede obviar el efecto de este parámetro. Si se supone además que el ángulo de incidencia de la corriente es constante, por ejemplo $\alpha = 0$, estos dos parámetros desaparecen de la formulación, y la solución del problema depende únicamente de la velocidad reducida $U/(nD)$ y del parámetro de semejanza $\rho U^2/(mn^2)$. Así pues, empleando el subíndice "p" para el arco de puente real y "m" para el modelo, dado que la densidad del aire es la misma en ambos casos, la semejanza dinámica impone la igualdad $(U_m/U_p)^2 = (m_m/m_p)\cdot(n_m/n_p)^2$, y atendiendo ahora a la igualdad de velocidades reducidas $U_m/U_p = (D_m/D_p)\cdot(n_m/n_p)$, combinando ambas igualdades se obtiene $m_m/m_p = (D_m/D_p)^2$, expresión que indica que la escala de masas por unidad de longitud ha de ser el cuadrado de la escala de longitudes.

En los ensayos realizados la escala de longitudes seleccionada en cada caso ha sido la mayor posible compatible con las condiciones de bloqueo de la cámara de ensayos del túnel (lo que limita el tamaño máximo del modelo) y con las condiciones de rigidez exigibles al modelo de ensayos. Aunque el arco es realmente de canto variable, se han construido dos modelos bidimensionales a escala de canto constante, eligiendo como valor representativo uno intermedio del canto del arco. La sección transversal del modelo consta de dos cajones rectangulares cerrados, unidos mediante una celosía, tal como se muestra en la Figura 2. En los dos modelos construidos, uno a escala 1/20 y otro a escala 1/15, el segmento bidimensional de arco de puente cubre un tramo correspondiente a cuatro módulos de la celosía, es decir 19.2 m de longitud en el puente real.

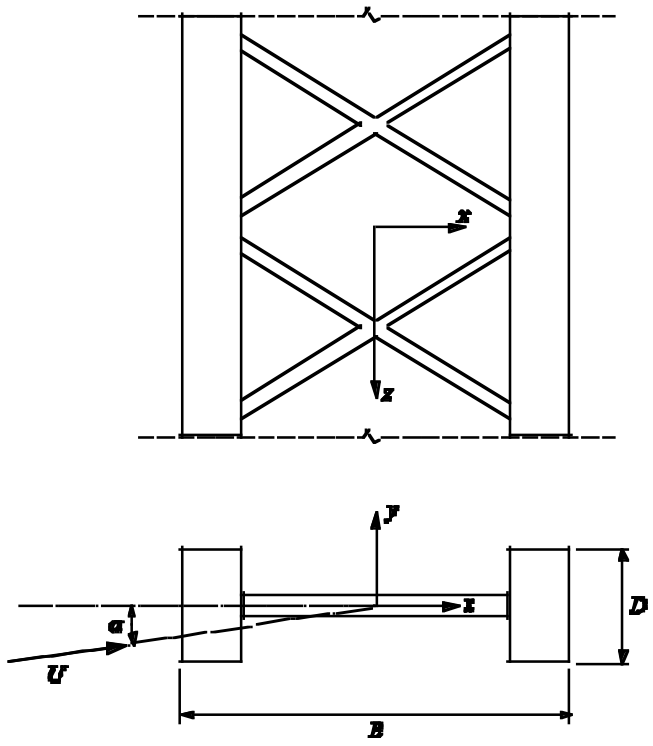


Figura 2. Esquema del modelo de porción de arco empleado en los ensayos.

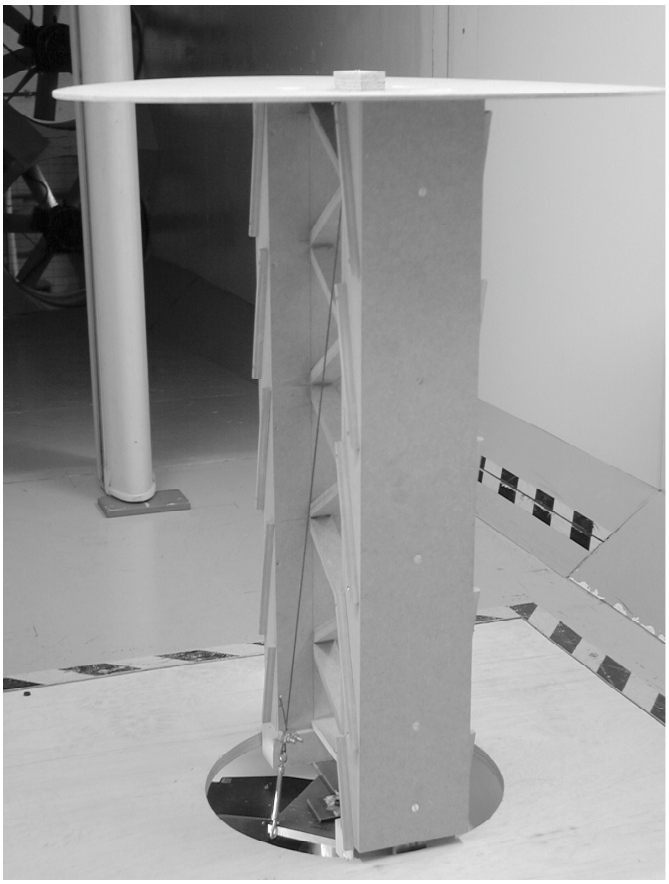


Figura 3. Vista del modelo de ensayos estático situado en el túnel aerodinámico.

3. INSTRUMENTACIÓN

Cualquiera que fuera el tipo de ensayos las velocidades en la cámara de ensayos del túnel aerodinámico se han medido empleando un tubo pitot Airflow modelo 3.3.311, y también con un anemómetro de hilo caliente modelo VT 200 de KIMO Constructeur.

En la primera configuración de ensayos, estática, el modelo ha estado rígidamente anclado a una balanza de seis componentes modelo EX114.45-200 de Midi Capteurs, S.A., situada bajo el suelo del túnel aerodinámico A9 de IDR/UPM, Figura 3. Este modelo, a escala 1/20, ha sido fabricado con un tipo de madera artificial isotrópica ampliamente usada en maquetería (MDF). El modelo está equipado con una plataforma circular en la parte superior que cumple una función aerodinámica especular (de manera que el modelo se comporta aerodinámicamente como si fuera efectivamente bidimensional), y está atirantado a la plataforma de la balanza para asegurar la necesaria rigidez estructural (la primera frecuencia propia del modelo ha de estar necesariamente por encima de la frecuencia de excitación aerodinámica debida a la calle de torbellinos de Kármán).

Para la obtención de la respuesta dinámica forzada por el desprendimiento de torbellinos, se ha empleado una configuración de ensayos distinta. En este segundo caso, el modelo, limitado por sendas placas planas que aseguran el comportamiento bidimensional, ha estado soportado elásticamente con un conjunto de ocho muelles en una disposición tal que se permitía su movimiento vertical pero se dificultaba el de torsión (o de cabeceo). En la figura 4 se muestra el modelo sobre el útil de ensayos dinámico. En ella se aprecia la estructura de forma paralelepipédica construida en aluminio, a modo de marco o bastidor, sobre la que se sitúan los ocho muelles a los que a su vez se une el modelo. El montaje del conjunto se realiza de manera que los muelles quedan con una longitud mayor que su longitud natural, para que su rigidez entre en acción en el movimiento oscilatorio del modelo en ambos sentidos, tanto cuando éste se desplaza en sentido ascendente como cuando lo hace en sentido descendente. Los ocho muelles, todos iguales entre sí, están situados en paralelo, de forma que la rigidez del conjunto es $8K$, siendo K la constante de rigidez de cada uno de ellos.

En este modelo para ensayos dinámico la escala de longitudes empleada ha sido 1/15 (lo que implica que la escala de masas es 1/225). El modelo ha sido construido en torno a un bastidor de madera convenientemente aligerado, sobre el que se han fabricado los cajones del arco y la celosía que los une con espuma rígida de la utilizada para aislamientos térmicos. El modelo resulta así muy liviano, lo que permite ajustar la masa total a los valores deseados añadiendo masas auxiliares en los extremos.

Para la medición del movimiento oscilatorio vertical del modelo (normal a la corriente incidente), se ha situado sobre el mismo un acelerómetro de miniatura modelo XAV1230 de FGP Sensors & Instruments. De este modo, integrando dos veces la señal medida por dicho acelerómetro se obtiene la historia temporal del desplazamiento vertical del modelo.

La primera frecuencia propia de la oscilación vertical del arco real es de 0.7 Hz. Con el modelo de ensayos dinámicos, una vez fijada la escala de longitudes, y con ella la de masas, se midió que la frecuencia propia del primer modo de oscilación vertical del modelo era de 2.32 Hz (los modos de cabeceo aparecían a frecuencias muy superiores a ésta). En consecuencia, la escala de frecuencias de oscilación ha resultado ser $n_m/n_p = 3.31$, y la escala de velocidades $U_m/U_p = 1/4.5$.

4. ENSAYOS ESTÁTICOS

Con el modelo a escala 1/20 rígidamente unido a la balanza de seis componentes se ha medido la excitación aerodinámica

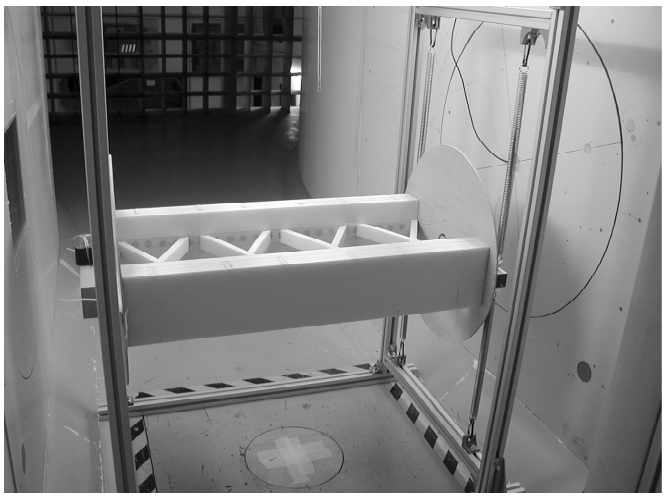


Figura 4. Vista del bastidor con los muelles y del modelo de ensayos dinámico, sin deflectores, situados en la cámara de ensayos del túnel aerodinámico A9.

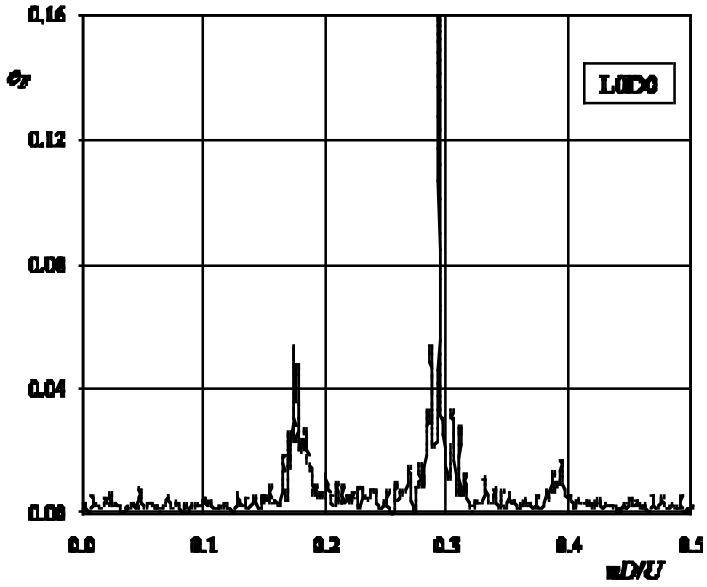


Figura 5. Espectro del coeficiente de fuerza lateral medido en la balanza del túnel A9 para la configuración básica del modelo de ensayos (arco sin añadidos, configuración L0D0).

generada por la calle de torbellinos de Kármán sobre el modelo básico de arco del puente, y la influencia de los diversos elementos añadidos al arco básico para modificar la magnitud de tal excitación. La finalidad de esta serie de ensayos fue evaluar de forma rápida la efectividad de los distintos añadidos, a fin de acotar las configuraciones a considerar en los ensayos dinámicos.

Es evidente que si el modelo de arco se somete a una corriente incidente con la velocidad apropiada (con ángulo de ataque nulo en los ensayos realizados), se forma una calle de torbellinos corriente abajo del puente que en virtud de lo expuesto provoca la aparición de una fuerza alternada, perpendicular al flujo incidente, cuya frecuencia depende en primera aproximación de la velocidad (recuérdese que el número de Strouhal es prácticamente constante) y cuya amplitud depende de la intensidad de los torbellinos desprendidos. Esto es así siempre que la frecuencia de los torbellinos desprendidos sea menor que la primera frecuencia propia del modelo, pues de no ser así podría ocurrir que se produjera el fenómeno de bloqueo de frecuencia antes descrito, siendo en tal caso el propio modelo en vez de la aerodinámica el causante de la frecuencia de desprendimiento. Asegurado que se cumple este requisito, dotando al modelo y a su anclaje a la balanza de la rigidez adecuada para asegurar una primera frecuencia propia lo suficientemente alta, el análisis de la señal de la fuerza de sustentación registrada en la balanza permite determinar, además de la frecuencia propia del modelo, la frecuencia de desprendimiento de los torbellinos y la magnitud de la carga aerodinámica perpendicular al plano del modelo de arco.

Por ejemplo, en la Figura 5, se muestra la transformada de Fourier de la señal registrada por la balanza en el ensayo de la configuración básica o inicial (segmento de arco sin aditamento alguno, configuración L0D0, según la nomenclatura que se explica en el párrafo siguiente). En la figura se ha representado el módulo de la transformada de Fourier de la fuerza transversal medida (en dirección perpendicular al plano que define el modelo de arco), F, convenientemente adimensionalizada con la presión dinámica de la corriente incidente, $q = \rho U^2/2$, y con BL como área de referencia, $c_F = F/(qBL)$, donde L es la longitud del modelo. Como se puede observar en el espectro de frecuencias reducidas, $n\,D/U$, aparecen dos picos en el coeficiente de fuerza lateral c_F claramente diferenciados, uno en torno a 0.3, muy acusado, que corresponde a la primera frecuencia propia del modelo atirantado, y otro que se manifiesta alrededor de 0.18, consecuencia de la calle de torbellinos de Kármán que aparece a sotavento del modelo.

Aunque se ensayaron diferentes elementos con el propósito de romper la coherencia espacial y disminuir la intensidad de los torbellinos de la estela, desde barreras colocadas perpendicularmente a las caras paralelas a la corriente incidente de los cajones del arco hasta deflectores dispuestos cerca de las aristas exteriores de los cajones del arco, los más efectivos resultaron ser los deflectores cuya geometría se muestra en la Figura 6. En estos ensayos, aunque la sección de los deflectores fue la misma en todos los casos, se variaron tanto el número como la posición de los mismos a lo largo del modelo de arco. Los distintos casos de ensayo quedan identificados con el código "LXDY", donde L indica "lado", X representa el número de lados donde van instalados deflectores (puede ser 2 ó 4, correspondiendo el primer caso a deflectores colocados únicamente en las dos aristas de barlovento, y el segundo a deflectores en las dos aristas de barlovento y en las dos de sotavento, Figura 6), D indica "deflector" e Y el número de deflectores equiespaciados situados en cada lado. Así, L2D2 quiere decir deflectores instalados en dos lados del modelo de ensayos, a barlovento, con dos deflectores en cada arista. En total, como se muestra en la Figura 6, fueron ensayadas seis configuraciones distintas.

En la Figura 7 se muestran los resultados correspondientes a cada una de las configuraciones representadas en la Figura 6. Es preciso señalar que estos ensayos se realizaron a una velocidad del flujo incidente menor que la velocidad crítica de resonancia del modelo, para evitar el fenómeno de bloqueo de frecuencia ya descrito. Se puede observar que tanto las amplitudes de ambos picos como la frecuencia de desprendimiento de torbellinos bajan cuando se instalan los deflectores. Es más, cuando el número de deflectores es de tres, prácticamen-

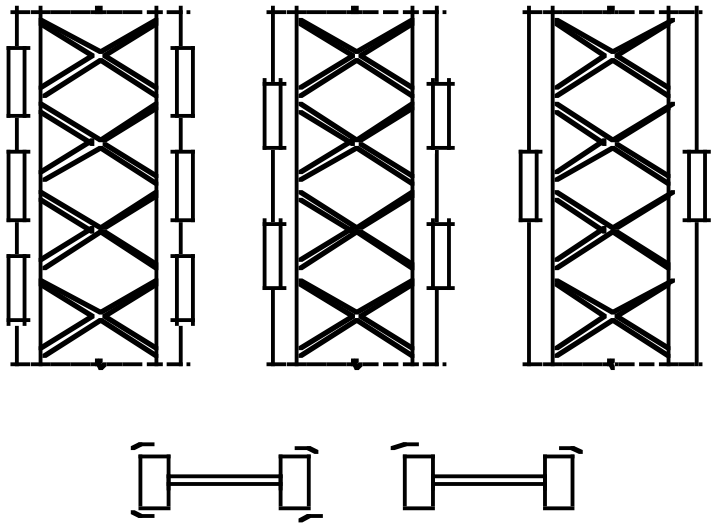


Figura 6. Definición de los casos evaluados en los ensayos con el modelo rígido de arco.

te desaparece el efecto de los torbellinos (desaparece el primer pico) y la amplitud del pico estructural está muy atenuada (compárese el espectro de la Figura 7 para el caso L4D3 con el de la Figura 6, caso L0D0: la amplitud ahora es del orden de la mitad).

Con esta misma configuración de ensayos se llevaron a cabo pruebas adicionales en las que se fue variando la velocidad del túnel con idea de obtener el punto de sintonización (cuando la frecuencia de desprendimiento de torbellinos coincide con la frecuencia estructural), si bien en este caso se probaron únicamente dos configuraciones representativas, sin deflectores (L0D0) y con tres deflectores en cada una de las cuatro aristas exteriores (L4D3). En la Figura 8 se recogen los resultados obtenidos, pudiéndose apreciar la influencia de los deflectores.

5. ENSAYOS DINÁMICOS

Antes de iniciar los ensayos dinámicos propiamente dichos se procedió a caracterizar el comportamiento oscilatorio del modelo en vacío, es decir, sin ningún tipo de corriente inci-

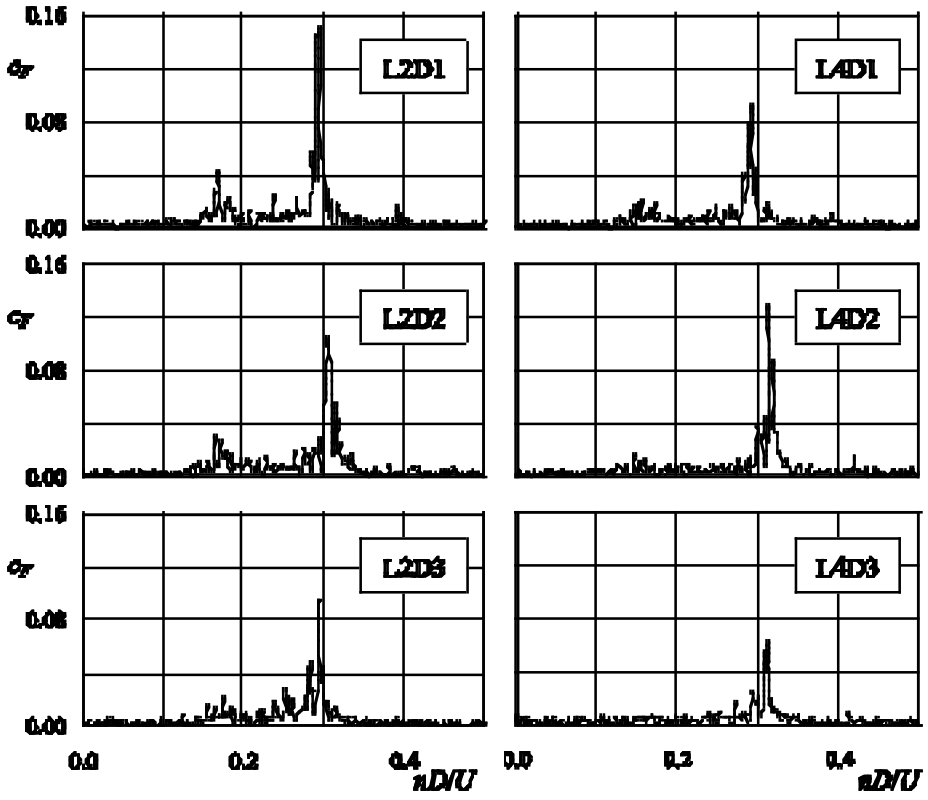


Figura 7. Espectros de frecuencias de la fuerza lateral adimensional medida en la balanza del túnel A9 con el modelo de arco equipado con deflectores. Las etiquetas en los gráficos indican la posición y número de deflectores según se explica en el texto. El primer pico corresponde a la frecuencia de desprendimiento de torbellinos mientras que el segundo corresponde a la frecuencia propia estructural del modelo.

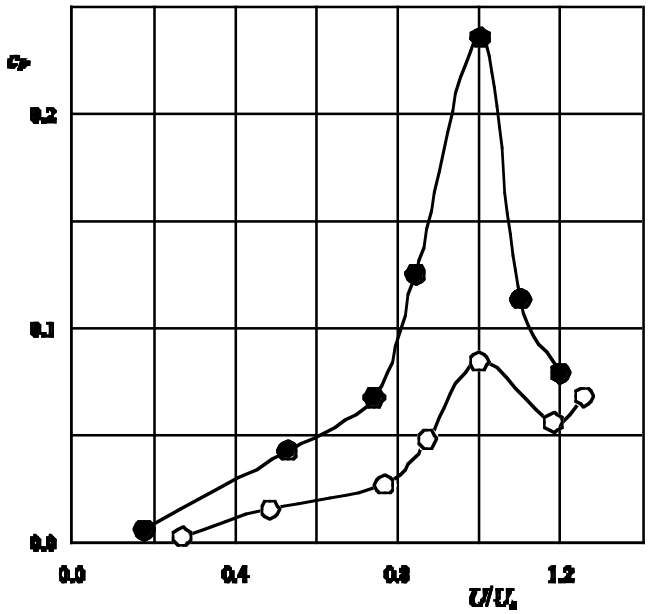


Figura 8. Variación con la velocidad del corriente incidente adimensionalizada con la velocidad de sintonización, U/Us, de la amplitud adimensional de la fuerza lateral medida en la balanza, cF, para la configuración sin reflectores (L0D0, círculos negros) y con tres deflectores en cada arista (L4D3, círculos blancos). En este caso se ha empleado la presión dinámica de la velocidad de sintonización para adimensionalizar el coeficiente de fuerza.

dente que excitara los modos de vibración lateral. Para ello se separó el modelo de su posición de equilibro, dándole un pequeño desplazamiento vertical inicial, y se le dejó oscilar libremente. De esta manera, del registro de la historia temporal del desplazamiento del modelo, se determinó la primera frecuencia propia y el amortiguamiento estructural: 2.32 Hz, y 0.5%, respectivamente.

Con la configuración de ensayos inicial o básica (sin añadidos) se midió también la respuesta aeroelástica del modelo para diversos valores de la velocidad de la corriente incidente, partiendo en cada caso del modelo en situación inicial de reposo en la posición de equilibro estático. En la Figura 9 se muestra, en el entorno de la frecuencia propia del sistema y para distintos valores de la velocidad reducida, la respuesta del modelo una vez alcanzado el estado estacionario. Tal respuesta está caracterizada como la mitad de la amplitud del desplazamiento vertical del puente adimensionalizado con el canto del arco, y/D. La velocidad reducida se define aquí como $U_r = U/(nB)$, donde B es la cuerda de la sección del puente.

Al igual que con el modelo básico (configuración L0D0), se hicieron también ensayos dinámicos con el modelo de arco equipado con deflectores en las cuatro aristas exteriores, configuración L4D3, que resultó ser la más efectiva en los ensayos estáticos. Los ensayos dinámicos realizados con esta configuración fueron del todo análogos a los efectuados con la configuración básica, midiéndose en función del tiempo el desplazamiento vertical del modelo una vez alcanzado el estado estacionario para distintas velocidades de la corriente incidente (Figura 9).

Tras analizar los resultados obtenidos con esta configuración L4D3 se pensó que el efecto atenuador de los deflectores

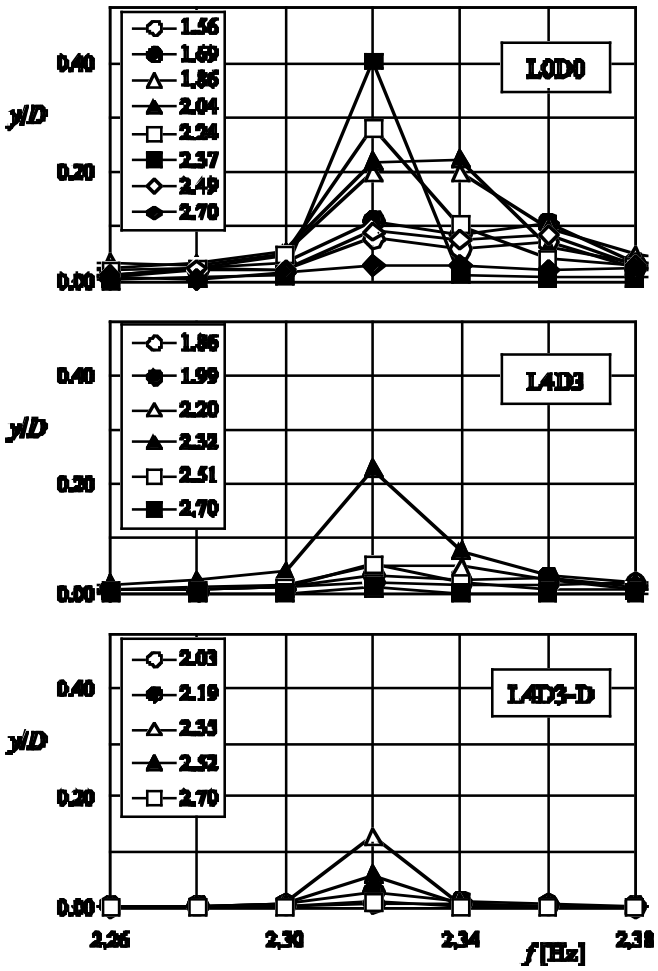


Figura 9. Variación con la frecuencia de oscilación, f, del desplazamiento vertical del puente adimensionalizado con el canto del arco, y/D, para distintos valores de la velocidad reducida Ur = U/(nB), donde U es la velocidad del ensayo, n la frecuencia propia del modelo y B la cuerda de la sección del puente. Los símbolos identifican el valor de la velocidad reducida de acuerdo con la clave incluida en la figura. Resultados correspondientes a las configuraciones L0D0, L4D3 y L4D3-D.

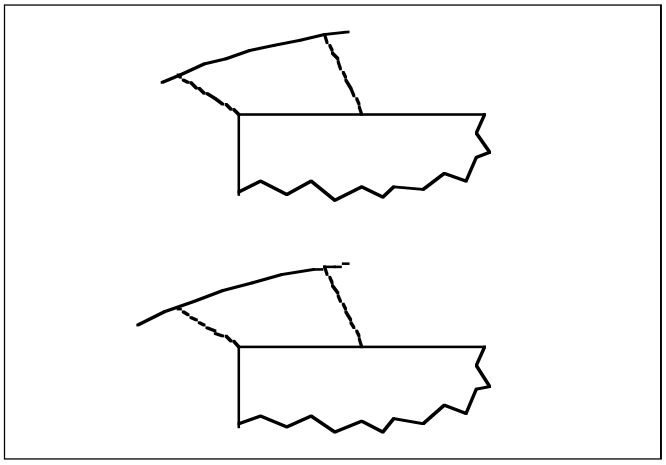


Figura 10. Esquema de la sección de los deflectores correspondiente a la configuración L4D3 (esquema superior) y a la configuración con el deflector adelantado, L4D3-D (esquema inferior).

podía ser incluso mayor si se carenaba todavía más el flujo alrededor del arco, lo que llevó a modificar los deflectores, desplazando las superficies deflectoras hacia el exterior del arco (Figura 10). Con esta nueva configuración (L4D3-D) se repitieron los ensayos dinámicos siguiendo en todo punto el

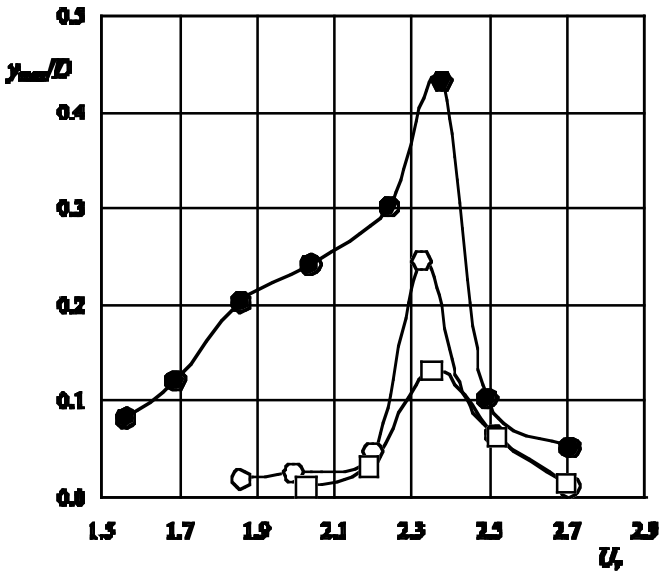


Figura 11. Amplitud adimensional máxima de la oscilación, ymax/D, en función de la velocidad reducida, Ur, para las tres configuraciones ensayadas: arco original (configuración L0D0, círculos negros), arco con deflectores en posición nominal (configuración L4D3, círculos blancos), y arco con deflectores en posición adelantada (configuración L4D3-D, cuadrados).

procedimiento descrito para las configuraciones L0D0 y L4D3

A partir de la información recogida en la Figura 9, en la Figura 11 se han representado, para cada una de las tres configuraciones ensayadas (L0D0, L4D3 y L4D3-D) las curvas de variación con la velocidad reducida de los máximos de los desplazamientos adimensionales, y_{max}/D. Como se puede apreciar la resonancia ocurre prácticamente a la misma velocidad reducida en las tres configuraciones (los deflectores no alteran de manera apreciable el número de Strouhal de la sección, que es un parámetro eminentemente geométrico), pero que los deflectores añadidos disminuyen sensiblemente la amplitud máxima de la oscilación, tanto más cuanto más carenada resulta la sección del arco.

6. CONCLUSIONES

Una fuente de inestabilidad aeroelástica que puede afectar a las estructuras esbeltas es el desprendimiento de torbellinos alternados. Las vibraciones inducidas en la estructura por la calle de torbellinos es un problema cuyo tratamiento analítico o numérico resulta ser tremendamente complejo debido a la existencia de estelas turbillonarias, razón por la que, para analizar el problema, se suele recurrir a la experimentación en túneles aerodinámicos mediante modelos a escala. Así ha sido en el caso del arco del puente "Arcos de Alconétar", habiéndose llevado a cabo diversas series de ensayos en túnel aerodinámico para distintas modificaciones de la geometría inicial o básica, con el objetivo de disminuir la amplitud de la oscilación experimentada por la estructura real ante vientos de intensidad moderada, originada por la calle de torbellinos que aparece a sotavento del cuerpo.

La validez del procedimiento experimental seguido para la medida de las acciones del viento sobre el modelo de arco se fundamenta en el principio de semejanza dinámica de la mecánica de fluidos, que permite establecer las relaciones de escala entre prototipo y modelo, de modo que los resultados adimensionales medidos en túnel son aplicables a la realidad cuando, además de semejanza geométrica, se cumple la igualdad del número de Reynolds y de los parámetros relativos al movimiento de la estructura, más concretamente los que afectan a la masa de la estructura, a su amortiguamiento y a su rigidez, según se ha explicado.

La conclusión del estudio realizado es que el añadido de deflectores a la sección básica del arco (un cambio no estructural) permite mejorar sustancialmente el comportamiento de éste frente a las cargas oscilantes inducidas por vientos de velocidad muy por debajo de la máxima velocidad de diseño considerada, cargas oscilantes que ocurren a frecuencias próximas a las frecuencias propias de la estructura del puente, comprometiendo la integridad del mismo. A la vista de la Figura 11, cabe concluir también que la colocación de deflectores significa no sólo una disminución en la amplitud de las oscilaciones, sino también una disminución en la probabilidad de ocurrencia del fenómeno, pues el intervalo de velocidades críticas es más estrecho.

7. REFERENCIAS

[1] Llombart. J.A., Revoltós, J., & Couto, S., 2006, Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara ("Arcos de Alconétar"), Hormigón y Acero, No. 242, pp. 5-38.

[2] Astiz, M.A., 2006, Estudio de las vibraciones en los arcos de Alconétar, Hormigón y Acero, No. 242, pp. 41-50.

[3] Bisplinghoff, R. L. & Ashley, H., 1962, Principles of Aeroelasticity, Dover Publications, Inc., New York.

[4] Dyrbye, C. & Hansen, S. O., 1997, Wind Effects on Structures, John Wiley & Sons, Inc., New York.

[5] Meseguer, J., Perales, J.M., Sanz, A. y Pindado, S., 2001, Aerodinámica Civil. Cargas de viento en las edificaciones, McGraw Hill/Interamericana de España, S.A.U., Madrid.

[6] Simiu, S., Scanlan, R. H., 1966, Wind Effects on Structures, John Wiley & Sons Inc, New York.

[7] Meseguer, J., Perales, J.M., Sanz-Andrés, A. & Pindado, S., 2001, Aerodinámica Civil. Cargas de viento en las edificaciones, McGraw Hill/Interamericana de España, S.A.U., Madrid.

[8] Meseguer, J. & Sanz-Andrés, A., 2005, Aerodinámica básica, E.T.S.I. Aeronáuticos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.

Proyecto de estructuras

Obra civil

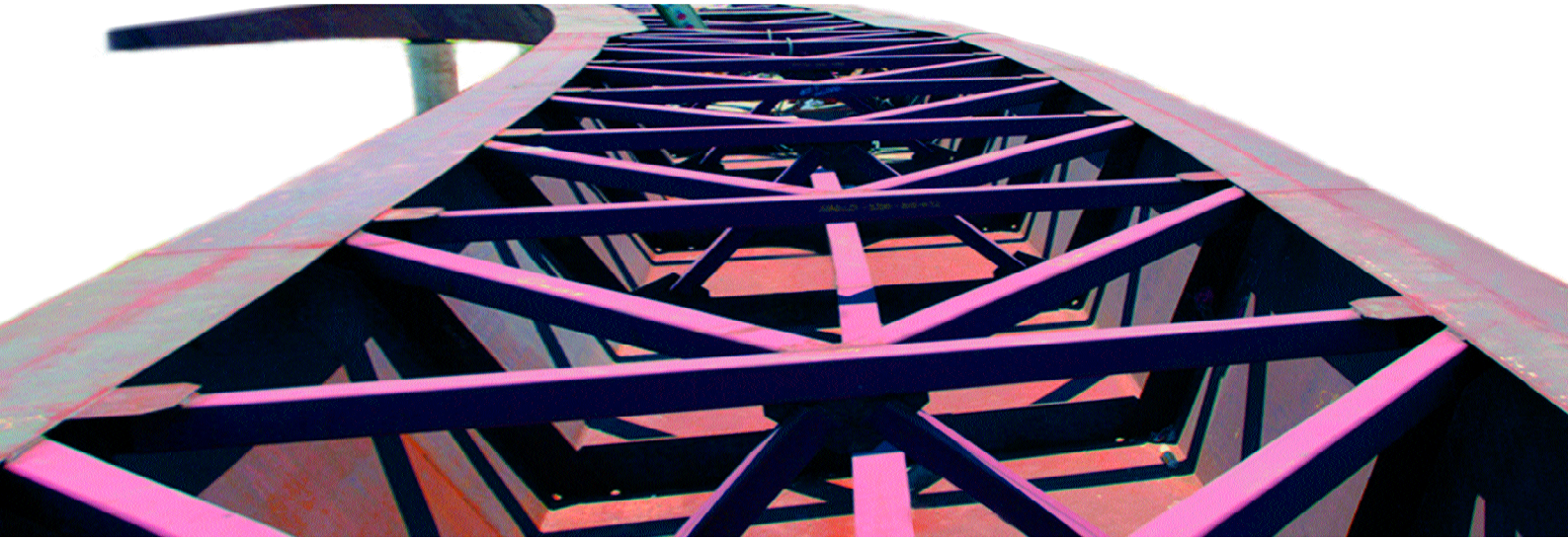
Edificación

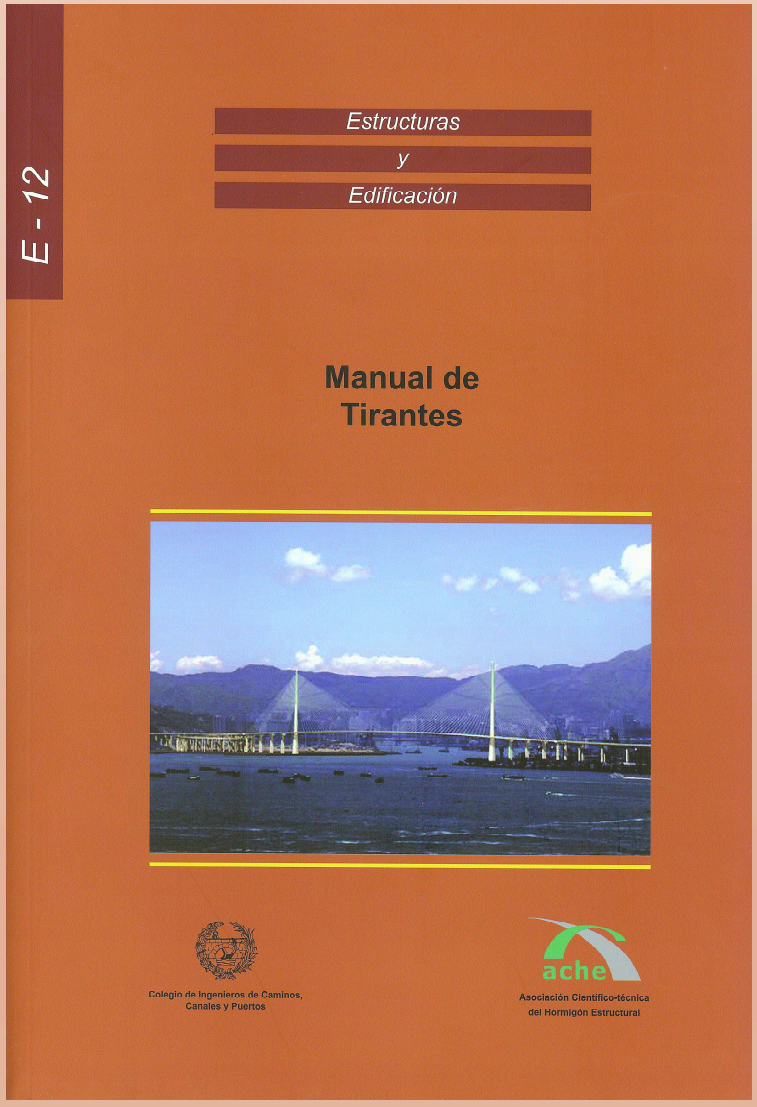
Rehabilitación y patología



CALTER

experiencia · eficacia · compromiso





MANUAL DE TIRANTES

CAPÍTULO 1. Introducción
CAPÍTULO 2. Sistemas de tirantes e instalación.
CAPÍTULO 3. Detalles de proyecto.
CAPÍTULO 4. Cálculo.
CAPÍTULO 5. Durabilidad, inspección y mantenimiento.

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

Precios:

– Para miembros o Colegiados	34,00 €
– Precio venta al público	42,00 €

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

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

Algunas consideraciones sobre la resistencia de vigas armadas híbridas de acero ante cargas concentradas

About the resistance of transversally stiffened hybrid steel plate girders subjected to concentrated loads

Rolando Chacón Flores
Estudiante de doctorado. Departamento de Ingeniería de la Construcción
Universidad Politécnica de Cataluña

Enrique Mirambell Arrizabalaga
Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
Catedrático de Universidad del Departamento de Ingeniería de la Construcción
Universidad Politécnica de Cataluña

Esther Real Saladrigas
Dra. Ingeniera de Caminos, C. y P.
Profesora titular del Departamento de Ingeniería de la Construcción
Universidad Politécnica de Cataluña

RESUMEN

En este trabajo de investigación se presenta una campaña experimental de ensayos de ocho vigas armadas híbridas de acero rigidizadas transversalmente sometidas a cargas concentradas en el panel central; se califica a una viga armada de híbrida cuando las alas y alma presentan diferentes límites elásticos. El estudio experimental se concentra en el comportamiento de los paneles de las vigas armadas híbridas donde se aplican las cargas concentradas valorando asimismo la influencia de los rigidizadores en la resistencia última de las mismas. Previamente a los ensayos se midieron las imperfecciones iniciales propias de la fabricación de cuatro de los prototipos. Por otra parte, se presenta la modelización numérica de los ensayos mediante el método de los elementos finitos utilizando el código Abaqus, el cual permite considerar la no linealidad del material y la no linealidad geométrica. Una vez calibrado el modelo con los ensayos, dicho modelo se utiliza como herramienta de cálculo para valorar los mecanismos resistentes de las vigas armadas híbridas frente a cargas concentradas. Para ello, se presta especial atención a la influencia de las imperfecciones geométricas iniciales. Asimismo, se presenta un análisis comparativo entre los resultados obtenidos experimentalmente y los resultados derivados del modelo numérico y de la aplicación de la formulación recogida en EN1993-1-5.

ABSTRACT

In this paper, an experimental campaign on eight hybrid steel plate girders subjected to patch loading is presented. A girder is deemed as being hybrid when it is fabricated with different steel strength for the flange and web panels. The experimental study is focused on the behaviour of the transversally stiffened panels under concentrated load as well as the influence of transversal stiffeners on the ultimate resistance of the steel girders. Initial imperfections of the web and flange panels were measured previously to the tests. On the other hand, the numerical model implemented in the multipurpose code Abaqus which includes geometrical and material nonlinearities is used as a simulation tool in order to assess the ultimate resistance of the hybrid steel plate girders tested. Some conclusions related to ultimate resistance of hybrid steel plated girders under concentrated loads are pointed out by comparing the results obtained experimentally and numerically with those derived from EN1993-1-5.

1. INTRODUCCIÓN

Una viga armada se considera híbrida cuando se utilizan diferentes límites elásticos de acero en las chapas de alas y alma que la conforman. Un diseño estructural de una viga armada híbrida puede resultar más eficiente que el de una viga homogénea, tanto desde un punto de vista resistente como desde un punto de vista económico y sostenible [1,2]. Las vigas armadas híbridas han sido estudiadas de manera profusa a nivel teórico, experimental y numérico bajo solicitaciones de flexión[3], de abolladura por cortante[4], de interacción flexión-cortante[5] y de fatiga[6]. Sin embargo, para el caso particular de las cargas concentradas, se dispone de poca

documentación en la literatura que se refiera a las vigas híbridas [7,8].

La resistencia de vigas armadas homogéneas sometidas a cargas concentradas ha sido estudiada de manera más o menos extensa en las últimas décadas del siglo pasado. Algunas situaciones estructurales, como el lanzamiento de puentes o la utilización de grandes puentes grúa formados por vigas armadas son típicos casos de vigas en las cuales las alas pueden verse sometidas en algún momento a una carga concentrada de entidad importante en secciones no rigidizadas. Algunas investigaciones relativas al lanzamiento de puentes se han publicado en los últimos años haciendo especial hincapié en la introducción de cargas puntuales [9,10]. Actualmente, algunos de los grandes puentes ferroviarios de la línea de alta velocidad española han sido proyectados con estructuras metálicas. En dichos puentes se ha prestado especial atención al comportamiento de los mismos frente a cargas concentradas, pudiendo llegar a suponer un condicionante del diseño (puentes bijácena, puentes vela con cajones metálicos rigidizados). Existen criterios basados en la inestabilidad de las almas o en la plastificación de las mismas que permiten a los ingenieros determinar las resistencias de cálculo para dichas situaciones estructurales. Estas resistencias máximas dependen básicamente de la esbeltez de los paneles y se puede concluir de manera preliminar que mientras más robusto es el panel, la resistencia última de la viga armada bajo cargas concentradas es mayor.

En esta investigación se presenta una campaña experimental de ensayo de ocho vigas armadas híbridas sometidas a cargas concentradas de las cuales cuatro tienen un grado de hibridez bajo entre alas y alma (f_{yf}=449 N/mm^2 y f_{yw}=325 N/mm^2) y las otras cuatro un grado de hibridez mayor (f_{yf}=454 N/mm^2 y f_{yw}=185 N/mm^2). El objetivo principal del estudio y en concreto, de la campaña experimental, es valorar los mecanismos resistentes de las vigas híbridas frente a cargas concentradas, considerando la proximidad o no de la rigidización transversal. Previamente a los ensayos, se midieron las imperfecciones iniciales propias de la fabricación de las vigas armadas por medio de instrumentos precisos de medición tridimensional. Asimismo, se presenta la modelización de los ensayos mediante el método de los elementos finitos utilizando el código comercial Abaqus [11], el cual permite considerar la no linealidad geométrica de las vigas así como la no linealidad de los materiales que las conforman. Se presenta asimismo, un análisis comparativo entre los resultados obtenidos numérica y experimentalmente y los derivados de la formulación recogida en EN1993-1-5 [12,13].

2. MODELO DE RESISTENCIA

El efecto que una carga concentrada ocasiona sobre el alma de una viga armada varía en función de la esbeltez del panel del alma. Si el panel es muy robusto, el colapso de la viga llega por plastificación total del alma como se muestra en la Figura 1, sin embargo, si el panel es muy esbelto, aparecen fenómenos de abolladura local del alma previos a la plastificación como se ilustra en la misma figura. Entre estos dos extremos geométricos del panel se encuentra una transición gradual entre plastificación e inestabilidad en muchos casos difícil de cuantificar. Como en muchas situaciones estructurales, la realidad se encuentra acotada entre dos extremos opuestos de diseño y la mayoría de casos prácticos se encuentran dentro del rango de esta transición.

La formulación que se encuentra actualmente implementada en EN1993-1-5 se basa en un modelo mecánico de cuatro rótulas plásticas propuesto por Lagerqvist [14,15] como se muestra en la Figura 2. Este trabajo armoniza la filosofía de diseño $\chi-\lambda$ reflejada en EN1993-1-5 para el caso particular de las cargas concentradas. Otros modelos de tres rótulas plásticas [16], cuatro rótulas plásticas con líneas adicionales de plastificación, [17,18] e incluso de celosías [19] han sido presentados en las últimas décadas. El modelo de Lagerqvist de cuatro rótulas plásticas corresponde al caso particular de cargas concentradas en una de las alas en el centro de un panel (*patch loading*). Este modelo incluye, por un lado, la posible plastificación de una zona del alma sometida a la carga y, por otro, incluye coeficientes de reducción de la resistencia debido a los posibles fenómenos de inestabilidad.

Para el cálculo de la longitud cargada susceptible de plastificación en el alma se utiliza el concepto de cuatro rótulas plásticas a partir de ciertas suposiciones. Dentro de las hipótesis que se hacen al realizar la formulación, se encuentra el hecho de que para el cálculo de los momentos plásticos externos M_o sólo se tiene en cuenta la aportación de las alas, mientras que para el cálculo de los momentos plásticos M_i una parte del alma contribuye a la resistencia. Aplicando el principio de los trabajos virtuales al modelo de la Figura 2, puede determinarse el valor de S_y, el cual sumado al valor de S_s, que

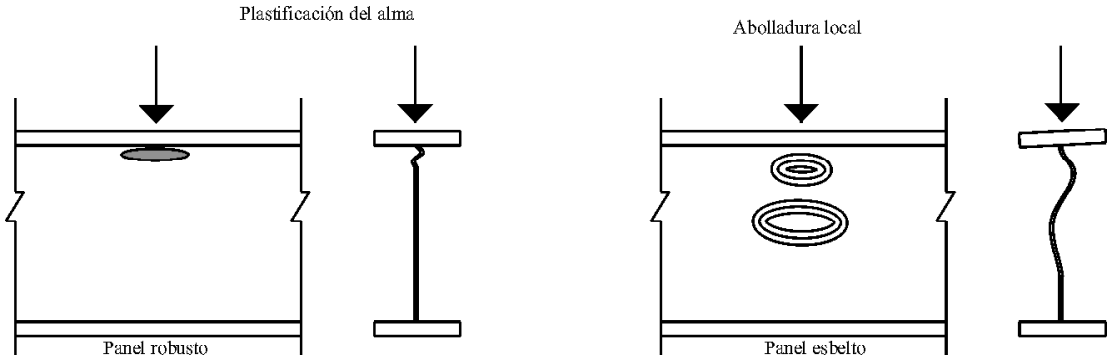


Figura 1. Introducción de cargas concentradas. Extremos opuestos de diseño.

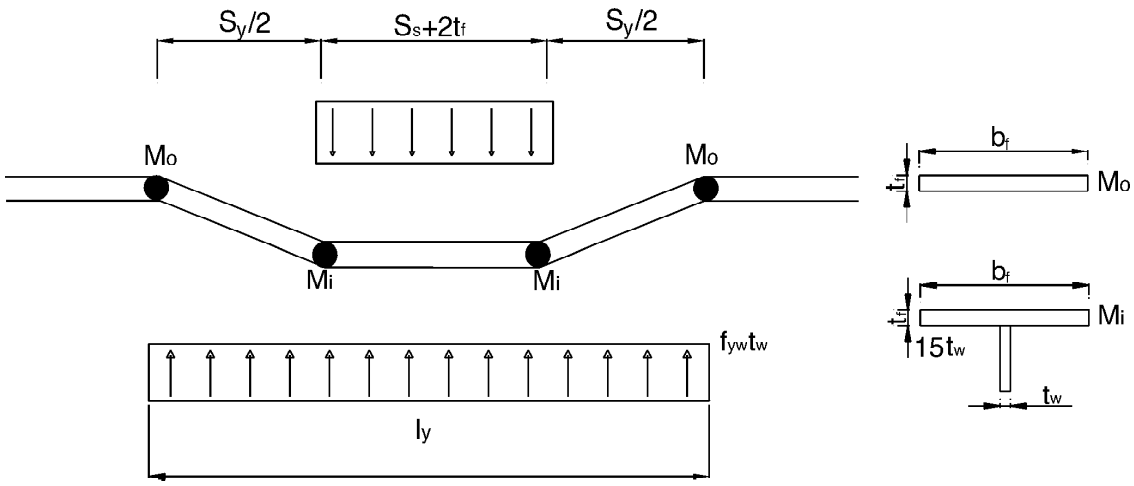


Figura 2. Modelo de cuatro rótulas plásticas propuesto por Lagerqvist.

representa la longitud cargada en el ala, y $2 \cdot t_f$ (longitud mínima de carga) arroja como resultado el valor total de l_y, longitud cargada eficaz.

La resistencia última de un panel de una viga armada sometido a cargas concentradas viene dada por la expresión (1):

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{f_{yw} \cdot \chi_F \cdot l_y \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \qquad (1)$$

en la que:

- L_{eff} es la longitud eficaz resistente
- t_w es el espesor del alma
- f_{yw} es el límite elástico del alma
- χ_F es el factor de reducción debido a la abolladura local
- l_y es la longitud cargada eficaz.
- γ_{M1} es el coeficiente de minoración de la resistencia.

El factor de reducción χ_F se obtiene de manera análoga a otros fenómenos de inestabilidad. Dicho factor representa una reducción de la longitud cargada eficaz que se impone para considerar los posibles fenómenos de inestabilidad. Los coeficientes pertinentes de abolladura se obtienen para diferentes casos y diferentes condiciones de contorno. La longitud cargada eficaz "l_y" depende, entre otros factores, de los límites elásticos del acero de alas y alma (f_{yf} y f_{yw}), puesto que se calcula a partir de los momentos plásticos internos M_i y externos M_o y adicionalmente de la geometría de la viga (b_f, t_w y m_2, la cual es una función de la esbeltez del panel h_w/t_w). La expresión que permite calcular dicha longitud viene dada por:

$$l_y = S_s + 2 \cdot t_f \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} + m_2} \right) \qquad (2)$$

La norma europea EN1993-1-5 [12] adopta prácticamente la misma formulación básica desarrollada por Lagerqvist, imponiendo la condición de que dicha longitud "l_y" no puede ser superior a la distancia "a" entre rigidizadores verticales que definen el panel cargado, tal como se ilustra en la Figura 3.

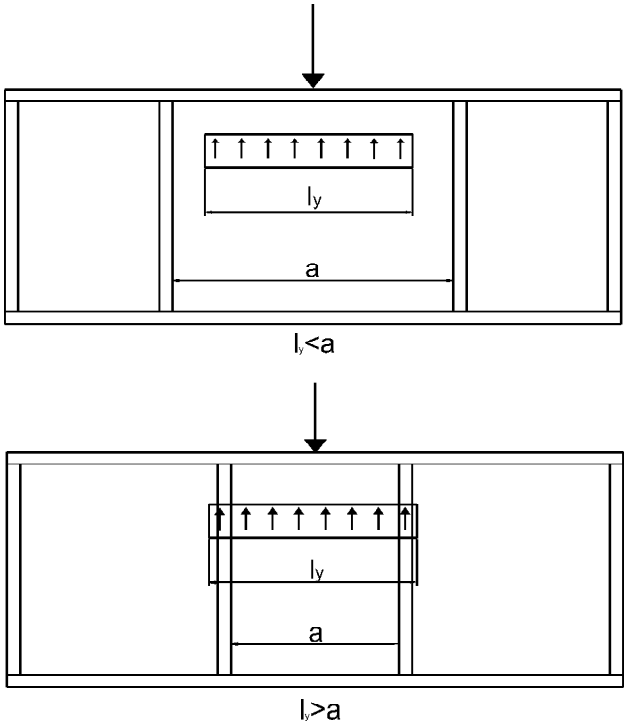


Figura 3. Longitud eficaz cargada y distancia entre rigidizadores.

Si la distancia calculada "l_y" resulta mayor que la distancia "a" entre rigidizadores, la expresión (1) toma la forma:

$$F_{R,d} = \frac{f_{yw} \cdot \chi_F \cdot a \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \qquad (3)$$

En esta expresión el valor de "a" es una constante. Por otro lado, el término f_{yf} aparece justamente en el cálculo de l_y. Por

consiguiente, si el valor calculado de l_y se cambia por una constante en el caso de vigas híbridas en el que el límite elástico de las alas f_{yf} es superior al del alma f_{yw}, tal cambio comportaría obviar la contribución adicional de las alas en la formulación, lo cual resultaría conservador; más adelante se realizan comentarios que ilustran esta inconsistencia.

3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

Con el objetivo de valorar las formulaciones actuales descritas en el apartado anterior y en concreto la recogida en EN1993-1-5, se ha llevado a cabo una campaña experimental sobre ocho vigas armadas híbridas en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras (LTE) de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona de la Universidad Politécnica de Cataluña. En dicha campaña se incluyen dos series de cuatro vigas sometidas cada una de ellas a cargas concentradas en el panel central. La diferencia fundamental entre ambas series es el grado de hibridez entre alas y alma. En la primera serie (serie 1VPL), los límites elásticos de alas y almas son respectivamente f_{yf}=454 N/mm^2 y f_{yw}=325 N/mm^2 mientras que para la segunda serie (serie 2VPL) de cuatro vigas se tiene un mayor grado de hibridez (f_{yf}=449 N/mm^2 y f_{yw}=185 N/mm^2). El parámetro fundamental que se varía en cada una de las series es la distancia entre rigidizadores "a" del panel cargado.

3.1. Configuración de los ensayos

Las ocho vigas armadas híbridas se encuentran simplemente apoyadas. La longitud del vano de todas las vigas es de 2500 milímetros y el canto de las mismas es de 520 milímetros. Para la fabricación de las vigas se utilizaron dos espesores diferentes, las alas y rigidizadores de 20 milímetros en ambas series y las almas de 4 milímetros. Las vigas se cargan en el centro del panel central con una placa de carga rectangular. En la Figura 4 se puede observar un esquema de la configuración general del ensayo, donde a su vez se puede observar la placa de carga, en la cual la distancia S_s es 150 milímetros y es constante en todos los ensayos. Para los efectos de ensayo, las vigas se dispusieron de manera simplemente apoyada sobre rodillos metálicos rígidos justo debajo de los rigidizadores verticales ubicados en los extremos de las vigas.

Los ensayos se llevaron a cabo bajo control de desplazamiento utilizando un actuador hidráulico MTS de capacidad máxima igual a 1000 kN. Con el objetivo de obtener la máxima cantidad posible de información de cada ensayo, las vigas armadas híbridas de ambas series se instrumentaron en los puntos que se consideraron claves previamente a los ensayos. La elección de estos puntos atiende a la necesidad de valorar los mecanismos resistentes presentados en la formulación y éstos fueron ubicados a partir de estudios preliminares realizados con simulaciones numéricas. Las instrumentaciones se diseñaron de manera diferente para las vigas con grandes distancias entre rigidizadores transversales (las dos primeras vigas de cada serie) y las vigas con los rigidizadores más próximos (las dos últimas vigas de cada serie). Básicamente, las alas y los rigidizadores fueron instrumentados con galgas unidireccionales y las almas con rosetas triaxiales dispuestas como se muestra en la Figura 5. Asimismo, se colocaron transductores de desplazamiento para medir flechas verticales y desplazamientos perpendiculares al plano de las almas. Los datos se registraron mediante un sistema del tipo MGC-Plus con una frecuencia de una lectura por segundo y el software utilizado en la adquisición fue el CATMAN-HBM.

Las características de los aceros de las chapas de ambas series se determinaron a partir de ensayos de tracción en chapas de acero según la norma EN-10002-1:2002 [20]. Se ensayaron tres probetas de acero para cada serie de vigas, una por cada elemento: ala (f_{yf}), alma (f_{yw}) y rigidizadores (f_{ys}). De acuerdo con la información suministrada por el fabricante, todas las chapas pertenecían a la misma bobina de acero en cada una de las dos series. Las probetas fueron cortadas de las alas, almas y rigidizadores en zonas de leve solicitación, una vez ensayadas las vigas. Finalmente, en la Tabla 1 se resumen las principales variables mostradas en la figura 4 para ambas series de vigas armadas híbridas, así como los valores de los límites elásticos obtenidos para cada una de las chapas.

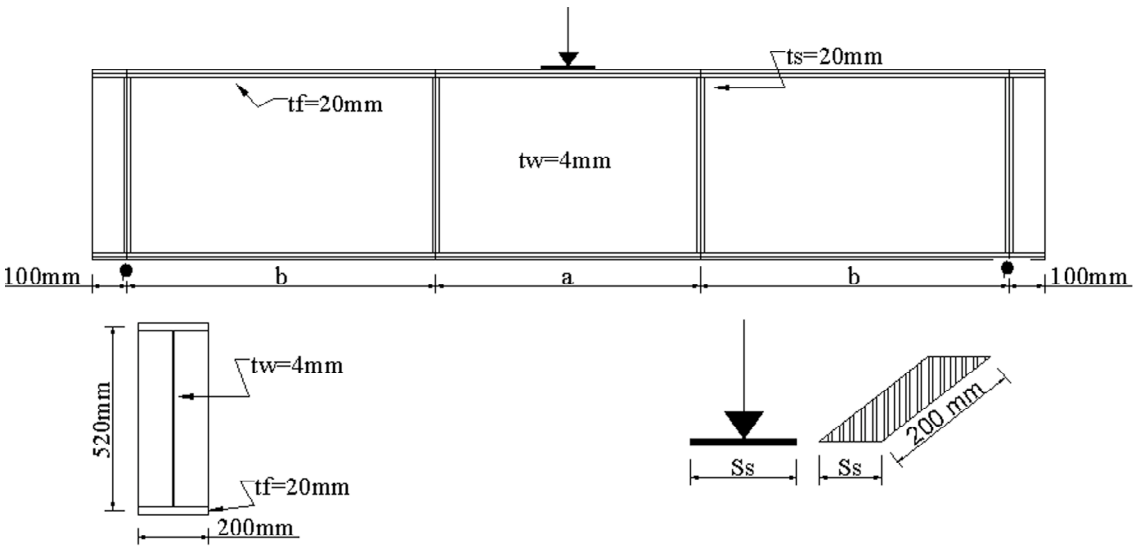


Figura 4. Configuración general de los ensayos.

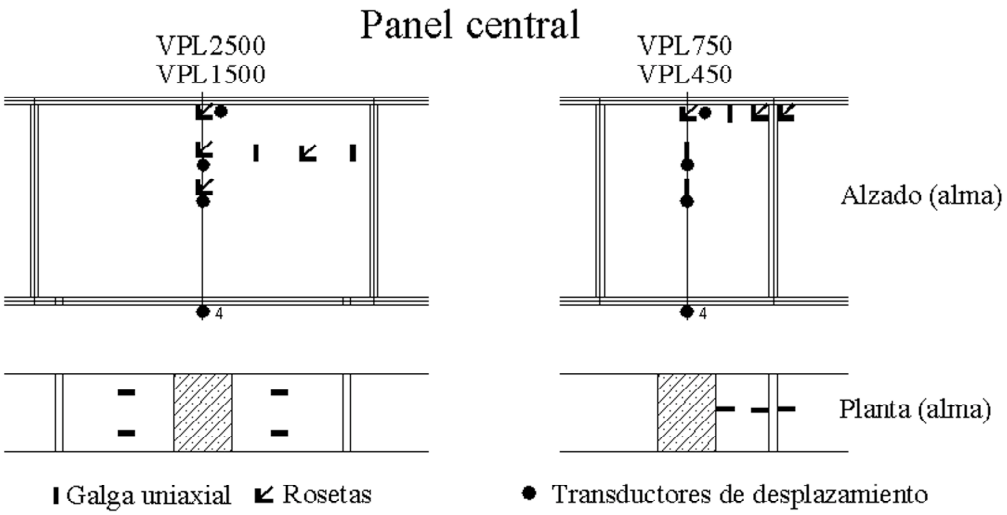


Figura 5. Instrumentación de las vigas armadas híbridas.

Tabla 1. Datos de los prototipos de las vigas armadas ensayadas

Viga	L (mm)	a (mm)	b (mm)	f_{yf} (N/mm^2)	f_{yw} (N/mm^2)	f_{ys} (N/mm^2)	f_{yf} / f_{yw}
1VPL2500	2700	2500	0	454	325	310	1,40
1VPL1500	2700	1500	500	454	325	310	1,40
1VPL750	2700	750	875	454	325	310	1,40
1VPL450	2700	450	1025	454	325	310	1,40
2VPL2500	2700	2500	0	449	184	249	2,44
2VPL1500	2700	1500	500	449	184	249	2,44
2VPL750	2700	750	875	449	184	249	2,44
2VPL450	2700	450	1025	449	184	249	2,44

3.2. Imperfecciones iniciales

Previamente a la campaña de ensayos, se midieron las imperfecciones iniciales de las vigas armadas híbridas derivadas del proceso de fabricación mediante un sistema tridimensional de medición de coordenadas. El principio de medida es la ubicación espacial de un punto mediante triangulaciones ópticas a partir de un sistema de referencia conocido, el cual permite obtener la posición exacta del mismo. Se obtuvieron nubes de puntos de las almas y alas de la primera serie de prototipos, con las que se puede reproducir la forma aproximada inicial de las vigas armadas híbridas de una manera realista, y asimismo, obtener información de la magnitud de dichas imperfecciones iniciales. La nube de puntos se ajustó a una cuadrícula de cien milímetros tanto en el panel de alma como en los paneles de alas. En la Figura 6 se observa el principio de medición de los instrumentos, y en la Figura 7 se presenta, a modo de ejemplo, la forma obtenida en el panel de alma de la viga 1VPL2500, donde la magnitud de las imperfecciones iniciales llegó a ser de 4,5 milímetros.

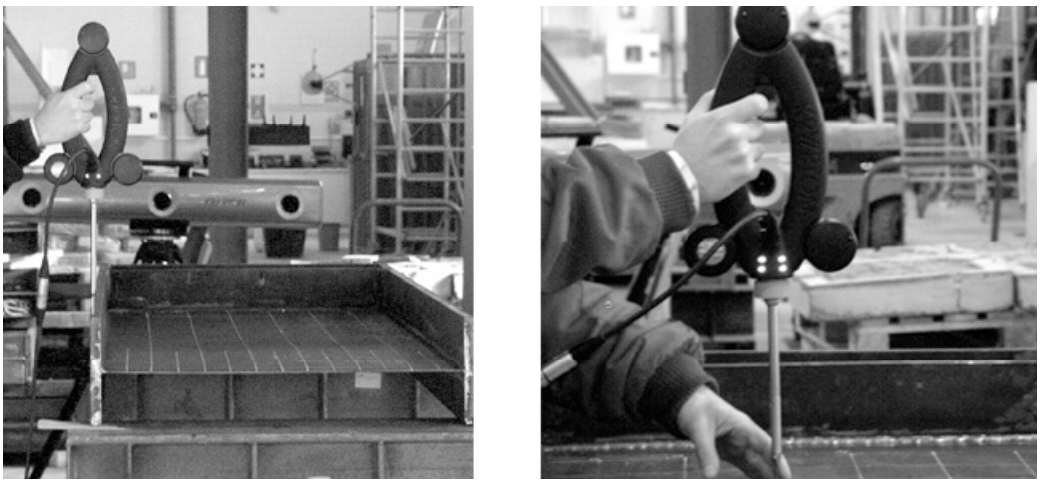


Figura 6. Medición de imperfecciones iniciales.

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

La campaña experimental realizada ha permitido obtener la resistencia última de las ocho vigas armadas híbridas someti-

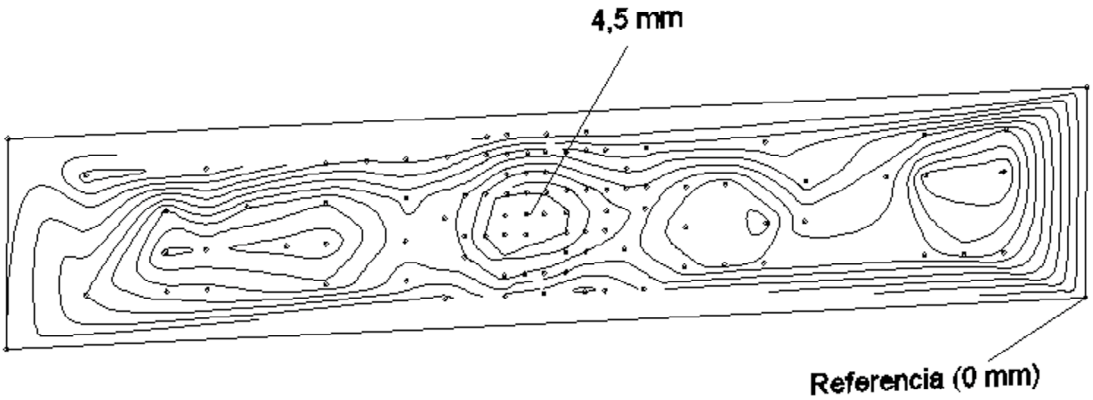


Figura 7. Magnitud y forma aproximada de la deformada inicial del panel de alma de la viga 1VPL2500.

das a cargas concentradas en su panel central. Los resultados obtenidos ponen de manifiesto que el modelo de cuatro rotulas plásticas presentado en el apartado 2 puede reproducir de forma bastante fidedigna el mecanismo resistente de las vigas ensayadas, tal como se observa en la figura 8. No obstante, durante la realización de dos de los ocho ensayos, se produjeron algunas situaciones singulares que merecen ser comentadas. En la viga 1VPL1500 se produjo una rotación excesiva del ala superior con respecto a su eje longitudinal, lo cual no se corresponde con el fenómeno en estudio. Esta rotación del ala indujo que el pistón que aplica la carga rotase también, con lo cual la aplicación de la carga terminó siendo esviada con respecto al plano vertical del alma. La aplicación esviada de la carga castigó de manera más significativa el panel del alma y ello se refleja en los resultados obtenidos. Por otra parte, en la viga 2VPL450, se observó una abolladura por cortante en el panel adyacente al central. Sin embargo, esta abolladura por cortante se observó después de haber obtenido un valor de carga máxima durante el ensayo correspondiente a un fallo frente a cargas concentradas.

En la Figura 9 se muestran dos de las vigas sometidas a cargas concentradas al final del ensayo. Puede observarse en ambas el mecanismo de rótulas plásticas en el ala que se encuentra bajo el pistón de carga. Se observa de manera clara la abolladura local de ambos paneles de alma, tanto en la viga con rigidizadores espaciados 2500 milímetros, como en la viga con los rigidizadores espaciados a 750 milímetros. En esta última viga, se observa, de manera esperable, una mayor proximidad entre los rigidizadores y la zona abollada.

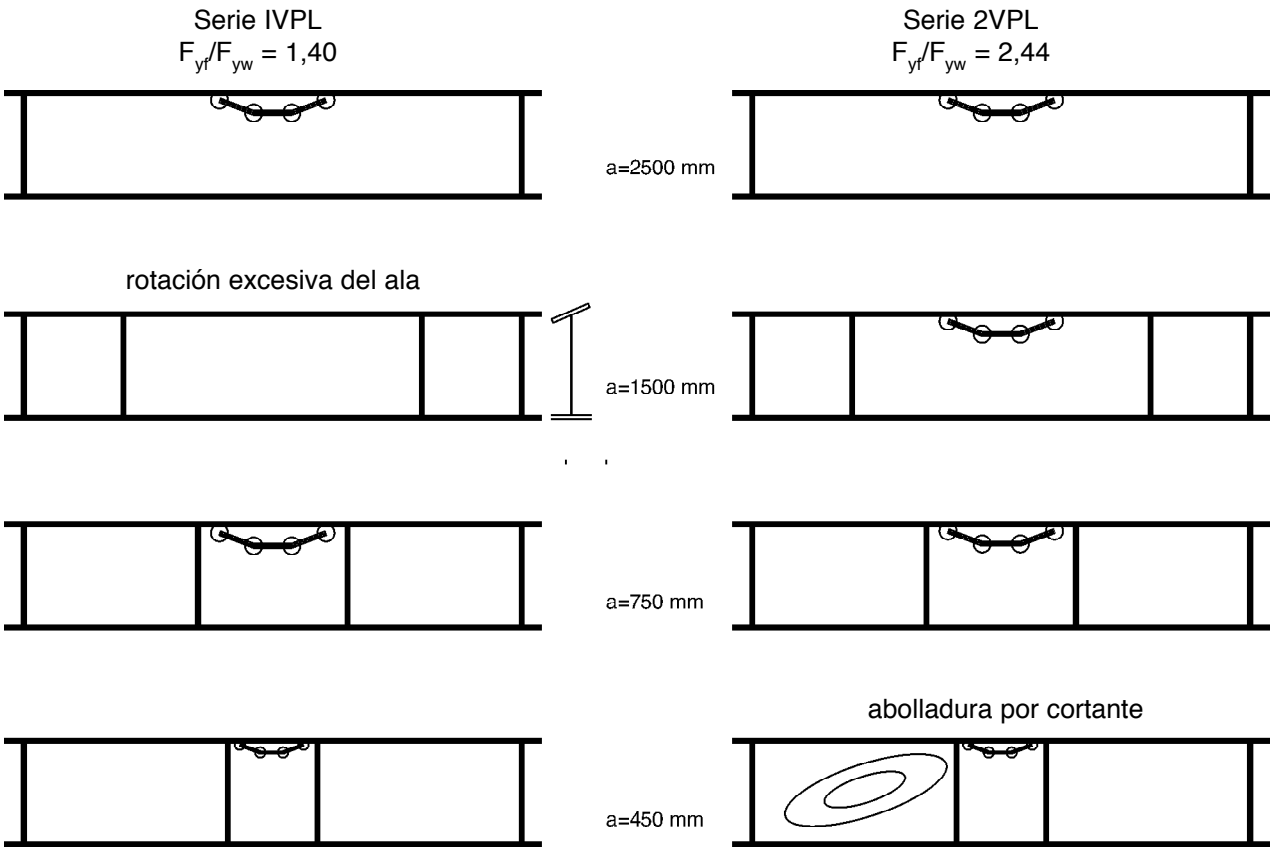


Figura 8. Tipos de fallo observados en los ensayos.

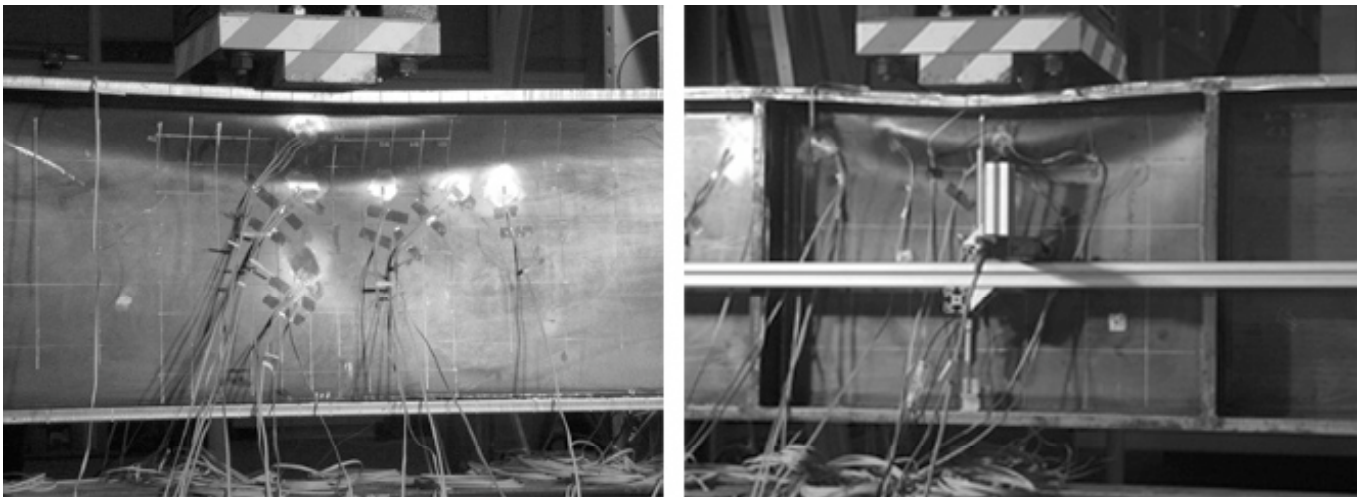


Figura 9. Vigas ensayadas 1VPL2500 y 2VPL750.

En la Tabla 2 se resumen los resultados obtenidos y se comparan con los derivados de la actual formulación de EN1993-1-5, incluyendo el caso 1VPL1500, en el cual el mecanismo de fallo no corresponde totalmente con el modelo de cuatro rótulas. Para poder comparar los resultados experimentales y numéricos con los resultados derivados de la formulación, se adopta un valor de γ_{M1} igual a 1,0. Observando los valores experimentales de capacidad última de las vigas ensayadas se aprecia una cierta tendencia, por otra parte, esperable, y es que, cuanto más próximos se encuentran los rigidizadores transversales, mayor es la resistencia última de la viga armada frente a cargas concentradas.

Sin embargo, los valores obtenidos mediante la aplicación de EN1993-1-5 presentan la misma tendencia hasta el punto en el cual justamente el valor de la longitud cargada eficaz "l_y" debe cambiarse por el valor de la distancia entre rigidizadores "a". A partir de este valor se observa que los resultados experimentales de resistencia última están muy por encima de los resultados que proporcionaría la formulación de EN1993-1-5. Puede concluirse, pues, que dicha formulación es claramente conservadora y que no recoge adecuadamente la influencia de la presencia de los rigidizadores ubicados de manera muy próxima. Esta tendencia se puede observar más claramente en la figura 10, en la que se grafica el valor de la resistencia última de vigas armadas híbridas en función de la distancia entre rigidizadores tanto para los ensayos realizados en ambas series, como para los valores derivados de EN1993-1-5. En esta figura se aprecia justamente el punto de quiebro de tendencia, para el cual "l_y" adopta el valor de la distancia entre rigidizadores "a". En esta gráfica se observa también un valle en la zona correspondiente a una distancia de 1500 milímetros para la línea correspondiente a los ensayos. Los valores obtenidos experimentalmente son ligeramente inferiores a los esperables. En la primera serie esto es debido a la excesiva rotación del ala superior durante el ensayo, lo cual, como se explica anteriormente, introduce la carga de manera esviada en el alma, hecho que merma su capacidad última. Curiosamente para la segunda serie, el valor de resistencia última registrado en el ensayo 2VPL1500 también es ligeramente inferior al esperado, posiblemente debido a una cierta rotación del ala de la viga observada previamente al ensayo. Sin embargo, en este caso particular sí se observó un perfecto mecanismo de rótulas plásticas.

Tabla 2. Resultados de la campaña experimental y comparación con EN1993-1-5

Viga	$F_{R\ ensayo}$ (kN)	l_y (mm)	f_{yf} 454 N/mm² f_{yw} 325 N/mm²	$F_{R\ ensayo}$ vs $F_{R\ EN1993-1-5}$ $F_{R\ ensayo}$ / $F_{R\ EN1993-1-5}$
1VPL2500	217,23	553,98	160,64	1,35
1VPL1500	195,68	553,98	162,51	1,20
1VPL750	251,80	553,98	170,99	1,47
1VPL450	426,00	450,00	171,03	2,49

Viga	$F_{R\ ensayo}$ (kN)	l_y (mm)	f_{yf} 449 N/mm² f_{yw} 185 N/mm²	$F_{R\ ensayo}$ vs $F_{R\ EN1993-1-5}$ $F_{R\ ensayo}$ / $F_{R\ EN1993-1-5}$
2VPL2500	134,25	653,78	131,92	1,02
2VPL1500	126,24	653,78	133,45	0,95
2VPL750	146,62	653,78	653,78	1,05
2VPL450	337,00	450,00	129,04	2,61

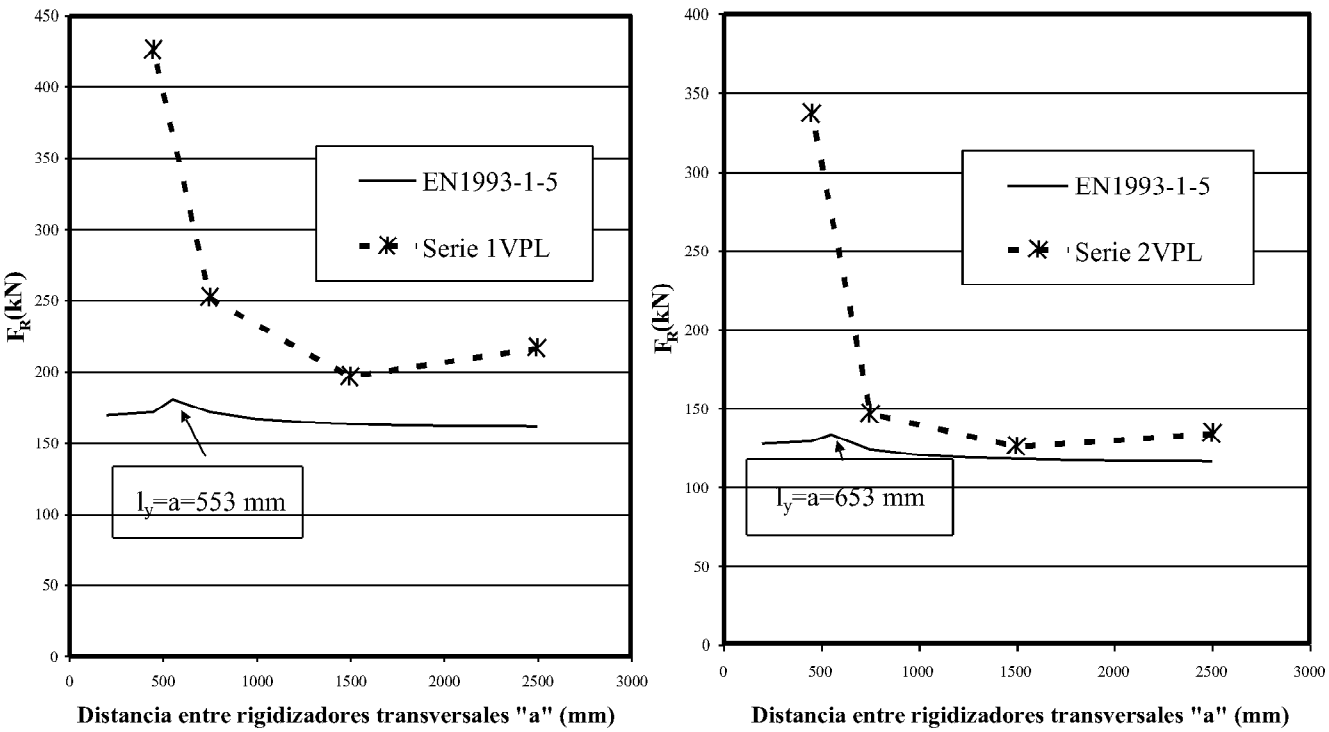


Figura 10. Valores de resistencia última de las vigas ensayadas a cargas concentradas, obtenidos experimentalmente y mediante EN1993-1-5.

De acuerdo con lo observado, se puede concluir que para grandes distancias entre rigidizadores, la rama de la curva de la Figura 10 debería ser prácticamente horizontal, creciendo abruptamente cuando la distancia entre rigidizadores fuera muy pequeña.

Por otra parte, con el objeto de valorar la idoneidad o no de un dimensionamiento de vigas híbridas, en la Tabla 3 se presenta una comparación de los valores obtenidos en los ensayos con los valores derivados de EN1993-1-5 tanto para las vigas híbridas ensayadas, como para vigas homogéneas con límite elástico para las alas igual al de las almas de las vigas ensayadas.

En esta tabla se aprecia la misma tendencia de crecimiento de la resistencia última de las vigas armadas conforme disminuye la distancia entre rigidizadores, tanto para vigas homogéneas como para vigas híbridas; sin embargo, para el caso de las vigas ensayadas 1VPL450 y 2VPL450, en las cuales la distancia "l_y" se sustituye por la distancia "a", la resistencia es igual para ambas. Ello se debe al hecho de que, tal como se explica en el apartado 2 de este artículo, el modelo de rótulas plásticas que permite determinar la distancia "l_y", incluye los límites elásticos de los aceros de alas y alma. Al sustituir la longitud cargada eficaz "l_y" por un valor concreto, en este caso, la distancia entre rigidizadores transversales, el límite elástico de las alas desaparece de la formulación perdiéndose

Tabla 3. Valores de resistencia última de vigas híbridas y vigas homogéneas (kN)

Viga	$F_{R\ ensayo}$ (kN)	Híbrida f_{yf} 454 N/mm² f_{yw} 325 N/mm²	Homogénea f_{yf} 325 N/mm² f_{yw} 325 N/mm²	EN1993-1-5 Híbrida vs Homogénea $F_{R\ híbrida}$ / $F_{R\ homogénea}$
1VPL2500	217,23	160,64	153,70	1,05
1VPL1500	195,68	162,51	155,49	1,05
1VPL750	251,80	170,99	163,60	1,05
1VPL450	426,00	171,03	171,03	1,00

Viga	$F_{R\ ensayo}$ (kN)	Híbrida f_{yf} 449 N/mm² f_{yw} 185 N/mm²	Homogénea f_{yf} 185 N/mm² f_{yw} 185 N/mm²	EN1993-1-5 Híbrida vs Homogénea $F_{R\ híbrida}$ / $F_{R\ homogénea}$
2VPL2500	134,25	131,82	115,96	1,14
2VPL1500	126,24	133,45	117,31	1,14
2VPL750	146,62	140,17	123,43	1,14
2VPL450	337,00	129,04	129,04	1,00

Tabla 4. Comparación entre los valores experimentales y los valores numéricos de resistencia última (kN), obtenidos estos últimos con respecto al modo de pandeo de menor energía (primer modo).

Viga	Resultados de los ensayos	Modelo numérico. ABAQUS Magnitud de la imperfección inicial (mm)				Diferenciaå máxima entre valores numéricos (kN)
		1	10	15	20	
1VPL2500	217	241	232	224	216	-25
1VPL1500	196	243	234	226	218	-25
1VPL750	252	248	259	261	262	14
1VPL450	426	428	433	437	439	11
2VPL2500	134	180	172	167	162	-18
2VPL1500	126	181	173	168	163	-18
2VPL750	147	210	217	218	218	8
2VPL450	337	329	334	335	337	8

así la ventaja que supone la condición híbrida. Sin embargo, para este caso particular, los ensayos arrojan valores muy superiores a los derivados de la formulación, lo que invita a valorar su ventaja real. La comparación presentada en la última columna de la tabla muestra que existe una mejora de capacidad última para vigas armadas en función de la hibridez (más alta para la segunda serie), a excepción del caso explicado anteriormente.

5. MODELO NUMÉRICO

Se utilizó el modelo numérico implementado en el código Abaqus como herramienta de simulación estructural con el objetivo de valorar los mecanismos resistentes de las vigas armadas híbridas frente a cargas concentradas, haciendo especial hincapié en la influencia de las imperfecciones iniciales de las vigas. Este modelo numérico incluye la no linealidad geométrica así como la no linealidad de los materiales utilizados y está basado en el método de los elementos finitos. Se modelaron las chapas que conforman las vigas utilizando elementos bidimensionales lineales tipo lámina que permiten la integración a lo largo del espesor de las mismas. La técnica de análisis utilizada se basa en el método de Riks modificado, el cual permite captar de manera realista fenómenos de inestabilidad y reblandecimiento [21]. Con el objeto de desarrollar un proceso incremental de análisis no lineal, se incluye como geometría original de las vigas armadas la geometría obtenida a partir de un análisis de autovalores previo. A esta forma inicial de la viga se le proporciona una magnitud de imperfección inicial máxima comparable a las máximas magnitudes de imperfección inicial medidas en el laboratorio. Se utilizaron las ecuaciones constitutivas reales de los materiales de las alas, almas y rigidizadores de las vigas provenientes de los ensayos realizados en las probetas. Cabe destacar que en las ecuaciones constitutivas medidas se observa cierto endurecimiento del material. Para simular dicho comportamiento, se adopta un criterio de plasticidad de von Mises asociado a una regla de flujo plástico que mantiene su validez y se considera un endurecimiento del tipo isotrópico. La carga se introdujo en el ala superior de la viga de manera distribuida en un área determinada de forma y tamaño similar a la placa con la cual se introdujo la carga en el laboratorio.

Con el objeto de validar el modelo numérico utilizado, se realizó la simulación de cada uno de los ensayos utilizando las condiciones anteriormente descritas para así comparar los resultados obtenidos, tanto para las medidas de carga como para las medidas de desplazamiento y deformaciones realizadas. En la Tabla 4 se presentan los valores de resistencia última de las vigas armadas híbridas obtenidos en el laboratorio junto con diferentes valores de resistencia última de las vigas obtenidos con el modelo numérico. Para una misma viga, se realiza la reproducción del ensayo con el modelo numérico introduciendo un valor máximo de deformada inicial diferente en cada caso con la forma de la deformada inicial correspondiente al primer modo de pandeo de la estructura. Este modo de pandeo corresponde al primer autovalor, es decir, al modo de mínima energía. Se observan diferencias notables entre los valores obtenidos para cada valor de magnitud inicial máxima introducida en el modelo para desarrollar un proceso de análisis no lineal.

En la primera serie se observa un buen ajuste entre los valores obtenidos experimentalmente y los valores obtenidos con el modelo numérico exceptuando la viga 1VPL1500, en la cual se observó una rotación excesiva del ala a lo largo del desarrollo del ensayo. En la segunda serie, no se observa un buen ajuste entre los resultados obtenidos experimentalmente y los valores obtenidos con el modelo numérico. Este hecho es debido a la modelización del material de la chapa que conforma el alma de las cuatro vigas. En la Figura 11 se muestra la curva carga-desplazamiento medida experimentalmente en una probeta de la chapa de acero del alma de estas vigas (SCI, Servicio de Control e Inspección, S.A.). En esta figura se observa una pérdida de linealidad acusada en la curva antes de llegar al límite elástico, pérdida de linealidad que no fue considerada en la ecuación constitutiva adoptada para el acero en el modelo. Ello puede influir de manera significativa en la

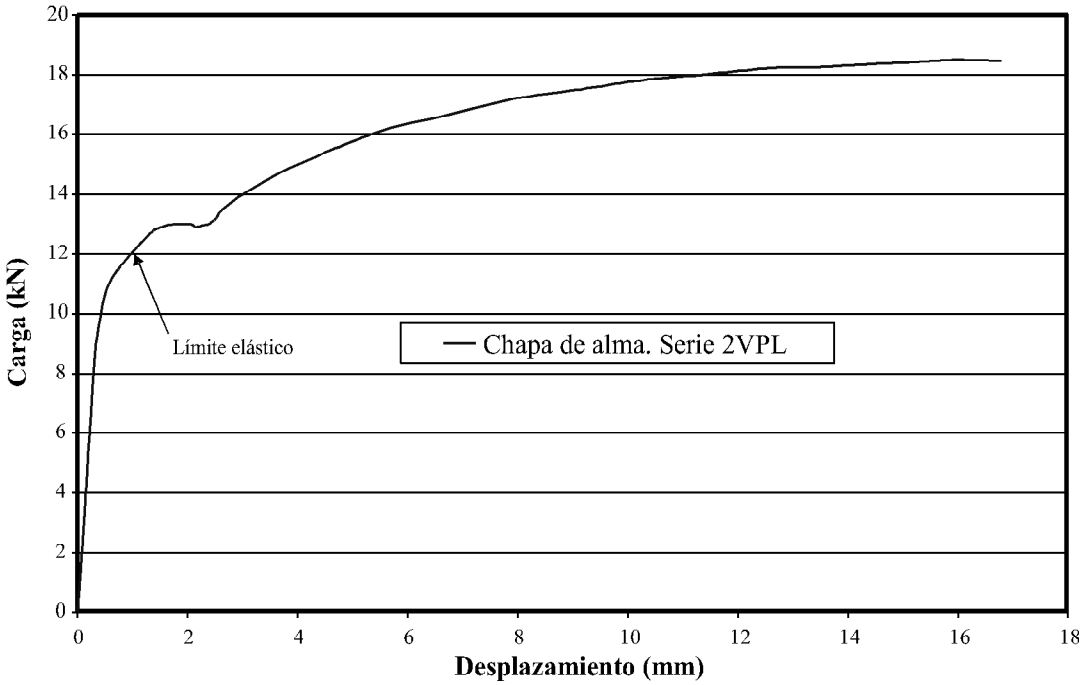


Figura 11. Curva carga-desplazamiento. Probeta ensayada a tracción.

resistencia última de las vigas y debe ser estudiado con más detalle.

Asimismo, comparando los resultados obtenidos con el modelo numérico para diferentes valores de imperfección inicial máxima, en la Tabla 4 se observan dos tendencias:

– Para las vigas con grandes distancias entre rigidizadores, conforme aumenta la magnitud de la imperfección inicial introducida, el valor de la resistencia última de las vigas disminuye y la relación entre el valor máximo y mínimo de la horquilla llega a ser de 10%.

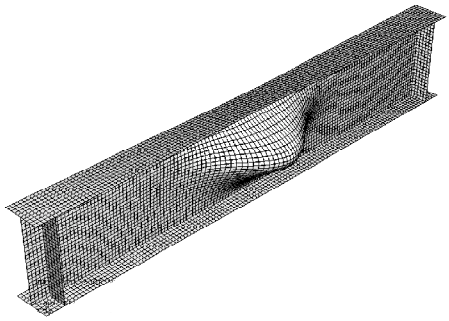
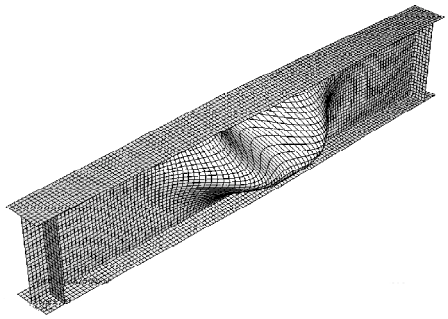
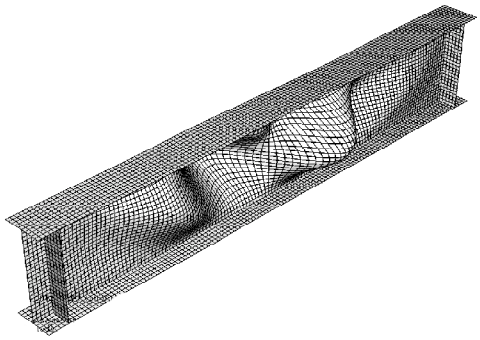
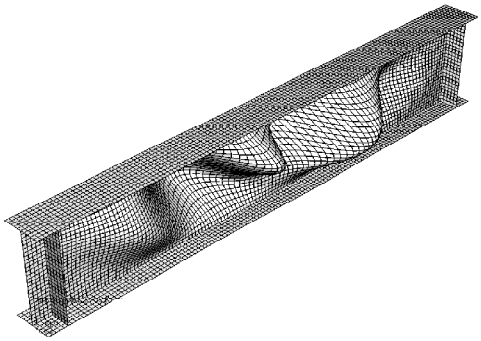
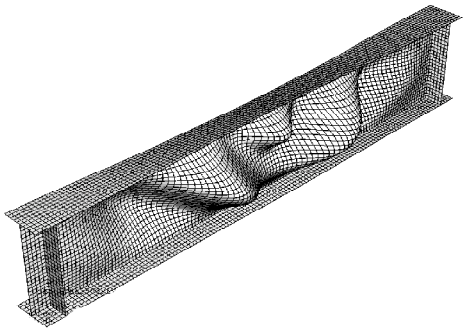
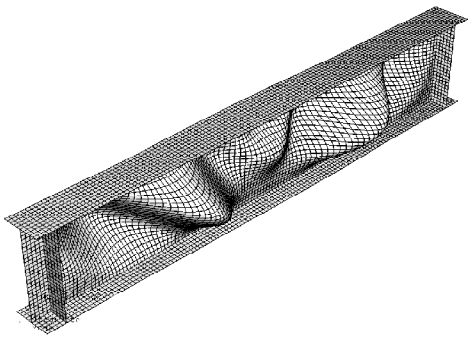
– Para las vigas con pequeñas distancias entre rigidizadores, conforme aumenta la magnitud de la imperfección inicial introducida, el valor de la resistencia última de las vigas aumenta ligeramente aunque la diferencia entre los valores extremos no llega al 3%.

Ambas tendencias parecen contradictorias, pero dicha contradicción atiende a que se advierte un mecanismo de colapso diferente para ambos casos. Para grandes distancias entre rigidizadores la magnitud de las imperfecciones iniciales juega un papel importante en la resistencia última de las vigas armadas. Cuando la distancia entre rigidizadores es pequeña, éstos parecen contribuir en el mecanismo resistente de las vigas armadas sometidas a cargas concentradas; aunque se observa un muy leve aumento en la resistencia a medida que aumenta la magnitud de la imperfección inicial, parece que la magnitud de la misma no juega un papel importante en la resistencia última de las vigas armadas sometidas a cargas concentradas.

Los resultados se han obtenido considerando una imperfección inicial determinada a través del primer modo de pandeo de la estructura, según un estudio de autovalores previo. Con el objetivo de valorar la influencia de la forma de la imperfección inicial introducida en la resistencia última de las vigas armadas sometidas a cargas concentradas, se realizan seis nuevos análisis en la viga 1VPL2500 utilizando en este caso los seis primeros modos de pandeo obtenidos en el análisis de autovalores. En la Tabla 5 se presenta una serie de resultados correspondientes a cada uno de los modos de pandeo. El primer resultado se refiere a la forma del modo de pandeo, el segundo se refiere a la carga de bifurcación de equilibrio de este modo de pandeo y el tercero a la carga máxima que se obtiene al realizar un análisis no lineal utilizando como deformada inicial la forma correspondiente. Los dos primeros modos de pandeo son simétricos y localizan la posible abolladura en la zona de introducción de carga; el modo de pandeo 3 y el modo de pandeo 4 son modos antimétricos que distribuyen las ondas en toda la viga y finalmente los dos últimos corresponden a modos de pandeo similares a los dos anteriores pero en este caso, simétricos. La magnitud de la imperfección inicial máxima escogida para los diferentes análisis es de 20 milímetros; la elección de la misma se debe a que en los análisis previos presentados en la Tabla 4, con dicha magnitud, se consigue un valor que se ajusta muy bien con los resultados de resistencia última de la viga 1VPL2500 obtenida experimentalmente.

En los resultados obtenidos para los análisis utilizando diferentes modos de pandeo se observan algunas situaciones particulares. Las formas iniciales introducidas en las vigas con modos de pandeo simétricos de mayor energía al primer modo pueden reducir la resistencia última de las vigas armadas. La resistencia última obtenida a partir de una deformada inicial correspondiente al modo de pandeo 2 (194 kN) es inferior a la resistencia última experimental (217 kN) y a la obtenida numéricamente considerando como imperfección inicial la deformada del primer modo de pandeo (216 kN). El mismo hecho se observa para el caso donde se introduce como forma inicial de la viga, la forma correspondiente al modo de pandeo simétrico 6. Por otro lado, se observa que los modos de pandeo antimétricos introducen una imperfección inicial que

Tabla 5. Valores de la carga de bifurcación de equilibrio y de la resistencia última (kN) obtenidos con el modelo numérico en la viga 1VPL2500 para diferentes modos de pandeo

	
Modo de pandeo 1 (Simétrico)	Modo de pandeo 2 (Simétrico)
Carga de bifuración de equilibrio (Análisis lineal elástico) 162 kN	Carga de bifuración de equilibrio (Análisis lineal elástico) 240 kN
Carga última según el modelo 216 kN	Carga última según el modelo 194 kN
	
Modo de pandeo 3 (Antimétrico)	Modo de pandeo 4 (Antimétrico)
Carga de bifuración de equilibrio (Análisis lineal elástico) 341 kN	Carga de bifuración de equilibrio (Análisis lineal elástico) 353 kN
Carga última según el modelo 337 kN	Carga última según el modelo 328 kN
	
Modo de pandeo 5 (Simétrico)	Modo de pandeo 6 (Simétrico)
Carga de bifuración de equilibrio (Análisis lineal elástico) 380 kN	Carga de bifuración de equilibrio (Análisis lineal elástico) 353 kN
Carga última según el modelo 229 kN	Carga última según el modelo 200 kN

no desencadena el mismo proceso no lineal que el de los modos simétricos y ello se ve reflejado en la sobrevaloración de la resistencia de las vigas armadas.

Esta tabla invita a pensar que la elección de la forma y la magnitud de la imperfección inicial a partir de un análisis de autovalores puede influir de manera significativa en la resistencia última de las vigas, especialmente para grandes distancias entre rigidizadores transversales.

Asimismo, en la Figura 12 se presenta una serie de curvas carga-desplazamiento vertical del ala superior de la viga 1VPL2500. Las diferentes curvas se grafican a partir de diferentes análisis no lineales realizados utilizando diferentes magnitu-

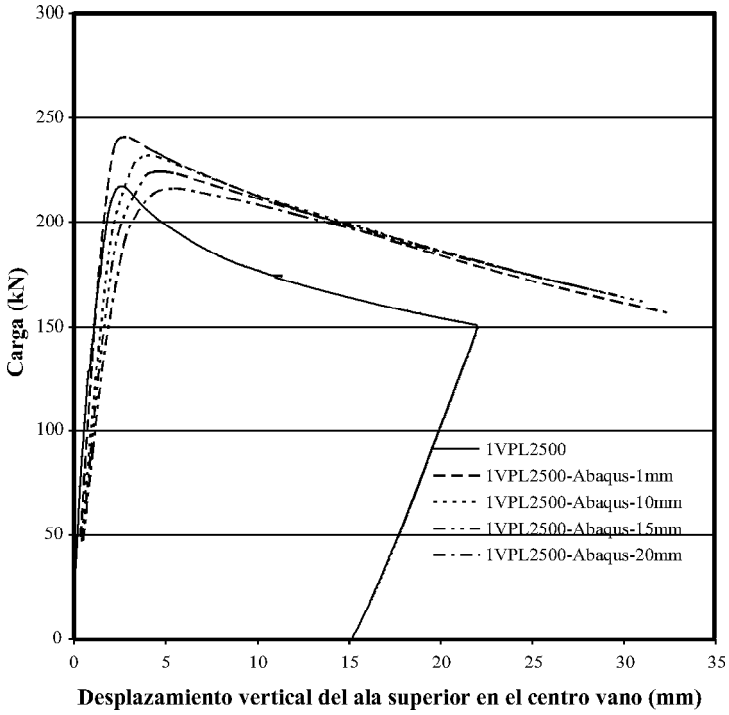


Figura 12. Viga 1VPL2500. Curvas carga-desplazamiento vertical del ala superior.

des de imperfección inicial máxima y se comparan con la curva obtenida experimentalmente. Para este caso no se consigue un buen ajuste entre la curva experimental y las curvas obtenidas con el modelo numérico, especialmente en la zona posterior al pico de carga máxima. La influencia de las imperfecciones iniciales es notoria, especialmente en esta zona, incluso si se comparan entre sí las gráficas obtenidas con el modelo numérico, si bien se ve una tendencia asintótica similar al final del análisis. Al observar dicha influencia, se ha querido estudiar con más detalle dicho efecto. Actualmente se están llevando a cabo análisis numéricos que consideran las imperfecciones iniciales medidas en las vigas armadas.

En la Figura 13 se presenta la curva carga-desplazamiento vertical del ala superior, obtenida experimentalmente, para la viga 1VPL450 y diferentes curvas carga-desplazamiento de la misma viga para diferentes magnitudes de imperfección inicial, obtenidas con el modelo numérico. En este caso sí se consigue un buen ajuste entre la curva experimental y las curvas obtenidas con el modelo numérico tanto en la rama elástica y en la zona de pico, como en la zona de reblandecimiento. Aquí, la influencia de la magnitud de la imperfección inicial resulta menos significativa y parece confirmar lo comentado previamente para los diferentes análisis de magnitud y forma de dicha imperfección.

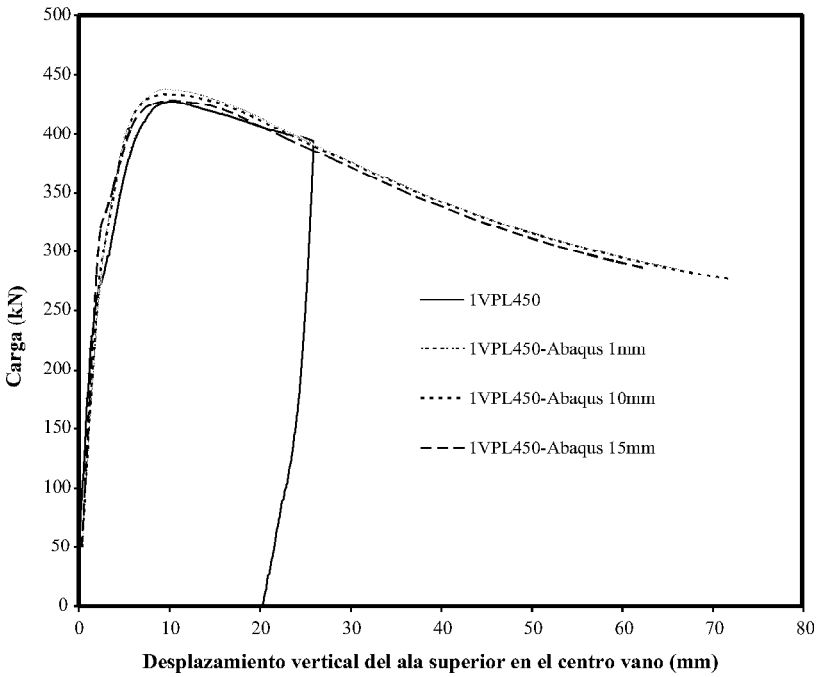


Figura 13. Viga 1VPL450. Curvas carga-desplazamiento vertical del ala superior.

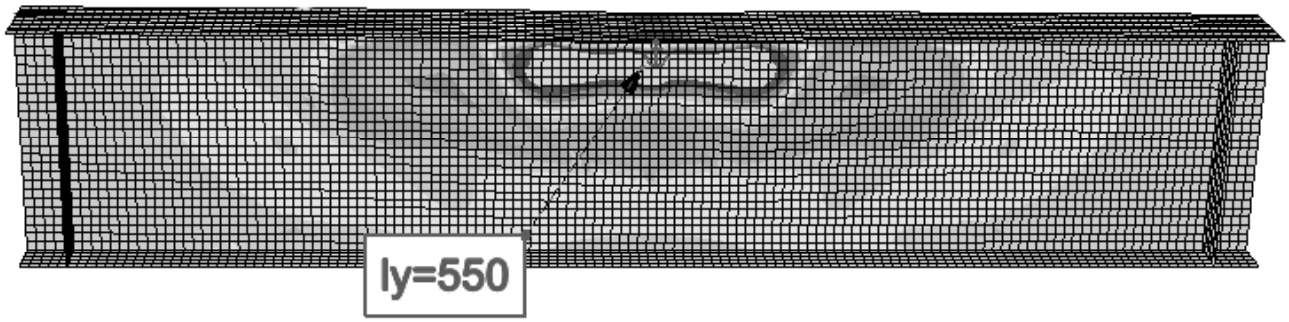


Figura 14. Ly=550 milímetros observada para la viga 1VPL2500 (estado de tensiones verticales).

Posteriormente, el modelo numérico se ha utilizado para valorar el mecanismo resistente de las vigas armadas sometidas a cargas concentradas. Como primer paso, se estudian las vigas con grandes distancias entre rigidizadores. En la viga 1VPL2500, la longitud eficaz cargada "l_y", obtenida a partir de la formulación recogida en EN1993-1-5, es 553,98 milímetros. En la Figura 14, se presenta el estado de tensiones verticales en el alma de la viga 1VPL2500 para el incremento de carga máxima y, para esta situación, se obtuvo una longitud total plastificada de 550 milímetros, valor que se ajusta muy bien al que plantea EN1993-1-5. Este valor se obtiene midiendo la distancia en la cual la tensión vertical alcanza el valor del límite elástico.

Ello ocurre así también para el caso de la viga 1VPL1500, en la situación próxima a la carga máxima. El valor de la longitud total plastificada es 548 milímetros, valor también muy próximo al obtenido mediante la formulación de EN1993-1-5, que sigue siendo 553,98 milímetros (ver Figura 15).

Para distancias pequeñas entre rigidizadores transversales, el estado de tensiones verticales en el alma, correspondiente a una situación muy próxima a la carga máxima, es similar al presentado en los dos casos anteriores; en la Figura 16 se presenta dicho estado tensional para la viga 1VPL450.

En base a los resultados obtenidos, se puede determinar la longitud total de plastificación, y en este caso es 300 milímetros, claramente inferior al valor a=450 milímetros de la distancia entre rigidizadores transversales (valor que debe ser adoptado para "l_y" cuando ésta es mayor que "a", como se explica anteriormente). En la Figura 17 se muestra el estado de tensiones longitudinales en el ala superior que recibe la carga, de la viga 1VPL450, y puede apreciarse que las zonas plastificadas externas del ala se encuentran prácticamente sobre los rigidizadores.

Obviamente, en base a los resultados de resistencia última obtenidos experimental y numéricamente, para vigas con distancias entre rigidizadores muy pequeñas (viga 1VPL450 y 2VPL450), cabe concluir que el parámetro "l_y", longitud determinante para obtener la resistencia última de vigas armadas frente a cargas concentradas, debe determinarse de manera diferente atendiendo a otro modelo mecánico resistente que, en base al modelo de rótulas plásticas de la EN1993-1-5, permita interpretar la respuesta estructural de manera adecua-

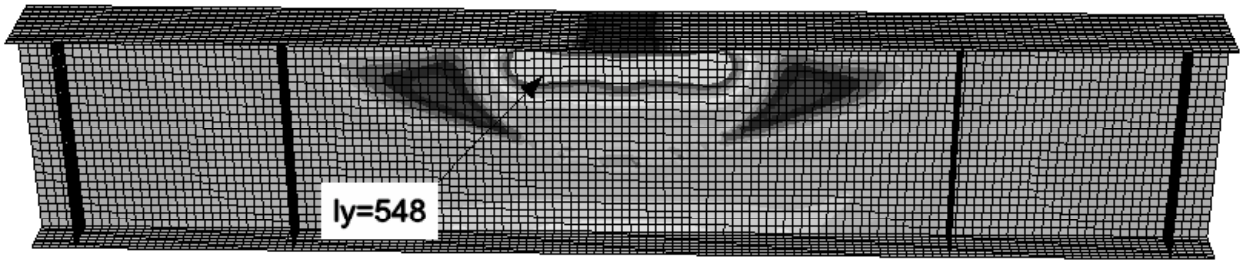


Figura 15. Ly=548 milímetros observada para la viga 1VPL1500 (estado de tensiones verticales).

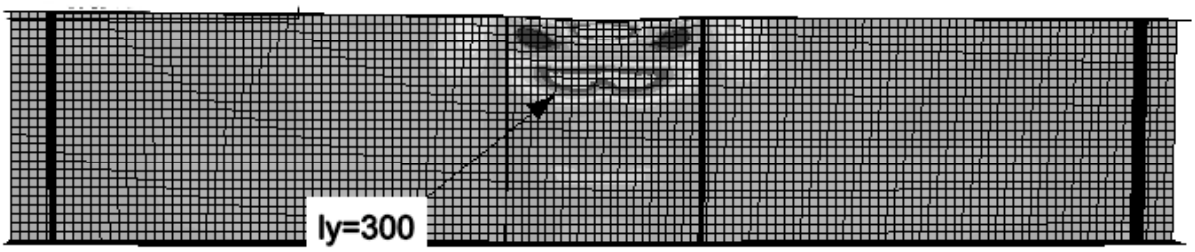


Figura 16. Ly=300 milímetros observada para la viga 1VPL450 (estado de tensiones verticales).

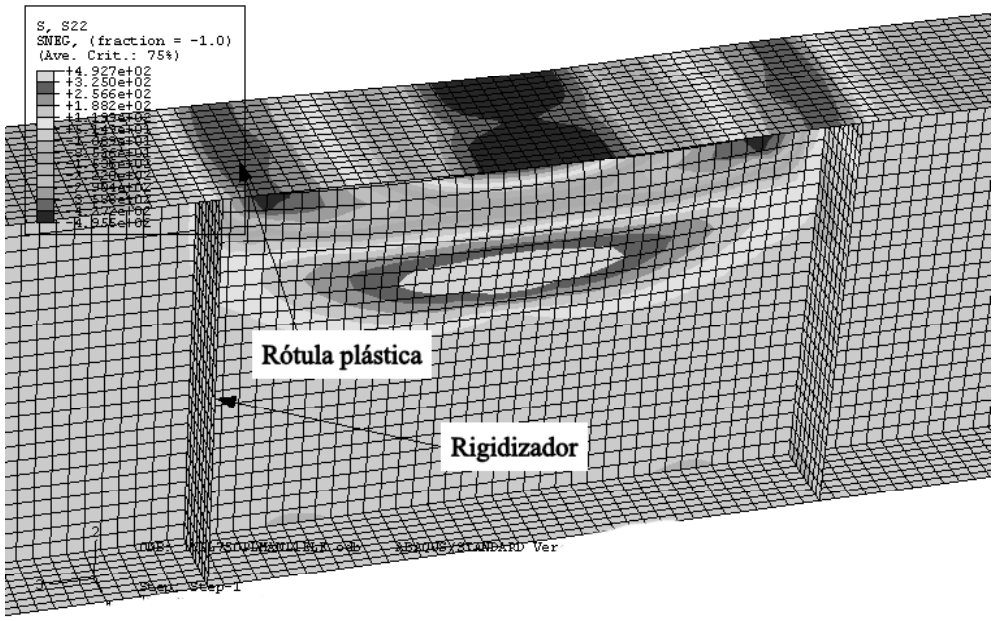


Figura 17. Estado de tensiones longitudinales en las alas de carga máxima. Viga 1VPL450.

da. O cuanto menos, considerar, de manera separada, la aportación resistente que ofrecen los rigidizadores a la contribución resistente del mecanismo de "patch loading"

6. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se presenta una campaña experimental de ensayos de ocho vigas armadas híbridas sometidas a cargas concentradas en el panel central, así como un estudio numérico desarrollado con el código Abaqus. El objetivo principal de todo el estudio y, en concreto de la campaña experimental, es valorar los mecanismos resistentes de las vigas armadas híbridas frente a cargas concentradas, considerando la proximidad o no de la rigidización transversal.

Los resultados obtenidos en la campaña experimental son coherentes con la formulación de cuatro rótulas plásticas implementada en EN1993-1-5, descrita en el apartado 2 exceptuando una de las vigas (1VPL1500) en la cual se observó una rotación excesiva del ala superior durante el ensayo. Los resultados obtenidos en la campaña experimental fueron comparados con los resultados derivados de la formulación de EN1993-1-5 y se pudo observar cierta divergencia en los mismos, especialmente para distancias cortas entre rigidizadores transversales, en los cuales la distancia "l_y" debe ser cambiada por la distancia "a". Este cambio arbitrario induce un cambio de tendencia en la filosofía de rigidización. Cabe apuntar que en dicha formulación no se incluyen los rigidizadores transversales en el cálculo de la resistencia última de los paneles de las vigas armadas ante cargas concentradas, ni siquiera si éstos se encuentran muy próximos. Asimismo, en la comparación realizada entre vigas híbridas y vigas homogéneas se puede observar que el cambio de distancias penaliza la condición híbrida pues el límite elástico de las alas desaparece de la formulación y su valor no se ve reflejado en el cálculo. Los resultados obtenidos en la campaña experimental ponen de manifiesto esta limitación.

Asimismo, se utilizó el modelo numérico implementado en el código Abaqus como herramienta de simulación estructural con el objetivo de valorar los mecanismos resistentes de las vigas armadas híbridas frente a cargas concentradas. Se simularon los ensayos de manera realista considerando la no linealidad geométrica y la no linealidad del material y se llevó a cabo un análisis comparativo entre los resultados experimentales y los derivados del modelo numérico. Se puso de manifiesto la influencia significativa, por una parte, de la magnitud de la imperfección inicial en la resistencia última de las vigas y por otra, de la forma de las mismas, especialmente para grandes distancias entre rigidizadores transversales; para distancias más pequeñas entre rigidizadores, la influencia es menos notoria.

Igualmente se compararon los valores de desplazamiento medidos experimentalmente con los obtenidos con el modelo numérico. Para ello, se representaron diferentes curvas carga-desplazamiento tanto experimentales como numéricas. Se observó un buen ajuste de resultados en las vigas con rigidizadores transversales más próximos mientras que en las vigas con rigidizadores más separados se observaron ciertas divergencias. Ello es debido al hecho de que los resultados numéricos se basan en la consideración de geometrías iniciales relacionadas con modos de pandeo de la estructura. Actualmente, se están realizando estudios que intentan reproducir numéricamente las imperfecciones reales medidas en la estructura.

Una vez realizada la comparación entre los resultados experimentales y numéricos se utiliza el modelo numérico como herramienta de cálculo con el objetivo de valorar los mecanismos resistentes de las vigas armadas híbridas sometidas a cargas concentradas. Se presenta el estado tensional en la dirección vertical del alma de tres de las vigas armadas híbridas en estudio para el incremento correspondiente a la carga máxima. En las vigas 1VPL2500 y 1VPL1500, el parámetro "l_y", de acuerdo con EN1993-1-5, es 553,98 milímetros. Esta longitud plastificada "l_y" se obtiene con el modelo numérico midiendo la distancia horizontal en la cual las tensiones verticales calculadas con el modelo alcanzan el valor del límite

elástico del alma. Haciendo esta suposición, se obtuvieron valores de longitud total plastificada que se ajustan muy bien a los calculados previamente (550 milímetros y 548 milímetros respectivamente). En la viga 1VPL450, en la cual la distancia entre rigidizadores es más pequeña, el valor de "l_y" que se obtiene con el modelo numérico es inferior al valor de "a", que según EN1993-1-5 en este caso, debe ser utilizado en lugar del valor calculado de"l_y". Para esta última viga, se observa que las zonas más plastificadas del ala superior cargada se encuentran en una zona muy próxima a los rigidizadores. El modelo utilizado en la formulación no contempla ninguna aportación de los mismos en el cálculo de la longitud cargada eficaz, puesto que la hipótesis que se realiza para el cálculo del momento externo plástico M_o plantea que sólo existe contribución de las alas. Esta suposición puede arrojar valores conservadores y poco realistas de resistencia última de vigas sometidas a cargas concentradas tanto para vigas armadas homogéneas como para vigas armadas híbridas de acero. Obviamente, en base a los resultados de resistencia última obtenidos experimental y numéricamente, para vigas con distancias entre rigidizadores muy pequeñas, cabe concluir que el parámetro "l_y", longitud determinante para obtener la resistencia última de vigas armadas frente a cargas concentradas, debe determinarse de manera diferente atendiendo a otro modelo mecánico resistente que, en base al modelo de rótulas plásticas de la EN1993-1-5, permita interpretar la respuesta estructural de manera adecuada. O cuanto menos, considerar, de manera separada, la aportación resistente que ofrecen los rigidizadores a la contribución resistente del mecanismo de "patch loading". Actualmente se están realizando estudios numéricos y analíticos que intentan evaluar la contribución de ambos mecanismos.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Ministerio de Educación y Ciencia, la subvención concedida al proyecto de investigación BIA-2004-04673, proyecto en el que se enmarca este trabajo. Asimismo, el primer autor agradece la beca de formación de personal investigador FPI que recibe del Ministerio de Educación y Ciencia. Por otra parte se agradece especialmente a Arcelor el suministro de las chapas de acero de las vigas armadas, a Tadarsa la fabricación en taller de las mismas y su transporte, a Abrox la medición de las imperfecciones iniciales de las vigas y a SCI, Servicios de Inspección y Control, S.A, por la realización de ensayos de tracción simple en las probetas extraídas de las vigas.

BIBLIOGRAFÍA

[1] Veljkovic M. and Johansson B. "Design of hybrid steel girders", Journal of Constructional Steel Research, 60(3-5), 535-547, (2004).

[2] Barker, M and Schrage S., "High-Performance steel bridge design and cost comparisons". Transportation Research Record 1740, (2000).

[3] Greco N. and Earls C. "Structural ductility in hybrid high performance steel beams" Journal of Structural Engineering, 129, 1584-1595, (2003).

[4] Carskaddan P. "Shear buckling of unstiffened hybrid beams" Journal of the structural division, 94, 1965-1990, (1968).

[5] Frost R. "Behavior of hybrid beams subjected to static loads" Journal of the structural division, 9O, 55-86, (1964).

[6] Bitar D., Lukiç M., Trumph H. and Galea Y. "Composite bridge design for small and medium spans" Institute of Steel Construction. ECSC Steel RTD programme. Final report. (2001).

[7] Schilling, C. "Web crippling tests on hybrid beams". Journal of the Structural Division; 93 (1967).

[8] Chacon R., Mirambell E., Real E., "Resistance of transversally stiffened hybrid steel plate girders subjected to concentrated loads". Proceedings SDSS. International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Lisbon (2006).

[9] Ripa T., Pascual J., "Design improvements for patch loading resistance in bridges during launching". Proceedings Steelbridge Millau. (2004).

[10] Davaine L., Aribert J., "Launching of steel girder bridge". Proceedings Eurosteel Maastricht. (2005).

[11] Abaqus, 6.5 Version. Manuals, Abaqus Inc. USA (2005).

[12] EN 1993-1-5 Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.5 "Plated structural elements".

[13] Johansson B., Sedlacek G. and Maquoi R., "New design rules for plated structures in Eurocode 3" Journal of Constructional Steel Research, 57, 279-311, [2001).

[14] Lagerqvist O. Patch Loading, resistance of steel girders subjected to concentrated forces. Doctoral thesis. 159 D, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Steel Structures, Luleå University of Technology. (1994).

[15] Lagerqvist O. and Johansson B., "Resistance of I-girders to concentrated loads", Journal of Constructional Steel Research, 39(2), 87-119, (1996).

[16] Bergfelt A., "Patch loading on a slender web-Influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carrying capacity". Chalmers University of Technology, Publ. S79:1. Göteborg, Suecia, (1979).

[17] Roberts T.M. and Rockey, K.C. "A mechanism solution for predicting the collapse loads of slender plate girders when subjected to in-plane patch loading". Proceedings Inst. Civ. Engr, 67 (2) (1979).

[18] Shimizu S., Yabana H. and Yoshida S., "A new collapse model for patch-loaded web plates". Journal of Constructional Steel Research, 13, 61-73, (1989).

[19] Dubas P., Tschamper H., "Stabilité des âmes soumises à une charge concentrée et à une flexion globale" Construction Métallique, 2 (1990).

[20] EN-10002-1:2002. "Materiales metálicos. Ensayos de tracción. Parte 1: Método de ensayo a temperatura ambiente". (2002).

[21] Riks, E., "An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems". International Journal of Solids Structures. 15 (7) 529-551 (1979).

Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Otoño 2007
Ciclo 55

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.

11 OCTUBRE 12,00 h

Policarpo González del Valle
Ingeniero Industrial
ICAI

Paulino Pastor Pérez
Ingeniero Industrial
Aire Limpio, S.L. Madrid

Calidad de Aire Interior en los edificios

25 OCTUBRE 12,00 h

Íñigo Ortiz Díez de Tortosa
Arquitecto

Enrique León García
Arquitecto
Ortiz Leon Arquitectos, Madrid

Torre de Cristal: innovaciones tecnológicas aplicadas

15 NOVIEMBRE 12,00 h

José Antonio Hinojosa Cabrera
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

SDG Proyectos,
DG Carreteras,
Ministerio Fomento

El puente atirantado sobre la Bahía de cádiz

29 NOVIEMBRE 12,00

Sagrario Martínez Ramírez
Dra. en Ciencias Químicas

María Teresa Blanco Varela
Dra. en Ciencias Químicas
Instituto Eduardo Torroja, CSIC, Madrid

Nuevos problemas de durabilidad en morteros y hormigones en cimentaciones y túneles

13 DICIEMBRE 12,00 h

José Luis Fernández Abellán
Ingeniero de Minas

Marioff Hi-Fog SAU, Madrid

Pedro Vilarroig Aroca
Dr. Ingeniero de Minas

Escuela TS Ingenieros de Minas, UPM

Materiales de construcción para el desarrollo de una base en la Luna

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, 4 (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar normalmente los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Seminarios Torroja — Programación

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

Seguridad estructural. Una lucha con incertidumbres

Structural safety. A struggle against uncertainty

Peter Tanner
Ing. tit. ETH / SIA; Ingeniero de Caminos, C. y P.
IETcc-CSIC.

Carlos Lara Sarache
Ing. Civil UPEV (Ucr.)
IETcc-CSIC.

Ramón Hingorani
Ing. Civil RWTH Aachen
IETcc-CSIC.

RESUMEN

En la actualidad existen todavía lagunas, tanto técnicas como administrativas y legales, que impiden la implementación práctica de los métodos explícitos del tratamiento de la seguridad estructural, bien a través de la aplicación de métodos probabilistas de cálculo bien mediante un análisis de riesgos. Existe por ello la necesidad de desarrollar métodos y modelos pragmáticos y de aplicación directa, que permitan analizar los riesgos inherentes a las estructuras. En este contexto resulta fundamental conocer el nivel de fiabilidad requerido para las estructuras, ya que constituye la base para la adopción de decisiones racionales en relación con la seguridad estructural. En la presente contribución se demuestra que es posible desarrollar unos modelos probabilistas sencillos para los elementos de hormigón armado más representativos que reflejan adecuadamente el estado de incertidumbre correspondiente a la fase de dimensionado de las estructuras. Utilizando estos modelos, también se demuestra que es posible fijar con suficiente precisión un nivel de fiabilidad requerido. Estos resultados convincentes permiten afirmar que la aplicación directa de los métodos explícitos del tratamiento de la seguridad, entre ellos los métodos de análisis de riesgos, al proyecto de las estructuras resulta técnicamente viable.

ABSTRACT

Technical as well as administrative and legal shortfalls still persist today that obstruct the practical implementation of explicit methods for the treatment of structural safety, whether they consist in probabilistic calculation or risk analysis procedures. There is, then, a need to develop pragmatic and directly applicable methods and models to analyze the risks inherent in structures. An understanding of the level of structural reliability required is essential in this context, for it constitutes the basis for rational decision-making related with the safety of structures. The present article shows that simple probabilistic models able to suitably reflect the state of uncertainty at the design stage can be developed for a representative set of reinforced concrete members. By using such models it is likewise shown that the level of structural reliability required can be established with sufficient precision. In light of these convincing results, the authors contend that the direct application of explicit methods for addressing the safety issue, risk analysis procedures among them, is technically viable in structural design.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Contexto

El tratamiento de los riesgos técnicos constituye uno de los retos más importantes para las sociedades modernas. Ya que por riesgo se entiende, en términos generales, la posibilidad de sufrir algún daño, el proyecto de los sistemas técnicos en general, y el de las estructuras en particular, siempre implica la consideración de aspectos de seguridad. Las preguntas fundamentales en este contexto son: *¿Qué es suficientemente seguro?* y *¿Qué precio estamos dispuestos a pagar para reducir los niveles de riesgo?* Estas preguntas requieren respuestas

y actuaciones adecuadas, debido a que la reacción desproporcionada tanto del público como de las autoridades –por ejemplo después del hundimiento de varias estructuras en un espacio reducido de tiempo [1]– puede llevar al despilfarro de los recursos públicos disponibles. Por este motivo, las normas para el proyecto de las estructuras tienen que abordar el tema de la seguridad, bien implícitamente, bien explícitamente [2]:

– En el caso de un tratamiento implícito, se verifica la seguridad estructural mediante reglas que –sobre la base de la experiencia y de la práctica habitual– se juzgan adecuadas para el tipo de estructura analizada. Reglas de esta naturaleza no permiten cuantificar los riesgos, y en muchos casos ni siquiera los contemplan de manera cualitativa.

– Un tratamiento explícito requiere un análisis de riesgos, tanto cualitativo como cuantitativo, y el resultado de este análisis se compara con un requisito de seguridad, definido en términos de un riesgo aceptable.

De acuerdo con la práctica habitual, el enfoque adoptado en las normas estructurales y en los proyectos de estructuras es implícito. La seguridad estructural se verifica mediante el método de los coeficientes parciales (por ejemplo en [3], [4], [5], [6], [7]) y, hasta fechas muy recientes, en algunos casos incluso mediante el método de las tensiones admisibles y para combinaciones de acciones preestablecidas (por ejemplo en [8], [9]). Consecuentemente, los riesgos inherentes a una determinada obra no se cuantifican. Aparte de su ventaja principal que reside en la facilidad de aplicación de los métodos implícitos, este enfoque conlleva múltiples desventajas que, sin enumerarlas en detalle, en resumen se reducen a los siguientes aspectos fundamentales:

– Las decisiones relativas a la seguridad de las estructuras no están basadas en criterios racionales. Consecuentemente, reacciones desproporcionadas son posibles y no queda asegurado que el gasto de los recursos públicos sea óptimo.

– En relación con tecnologías novedosas y complejas, los métodos de las normas actuales para el tratamiento de los temas de la seguridad no son suficientes. Eso puede retrasar de manera importante, o incluso imposibilitar la implementación de estas tecnologías.

La importancia de esta laguna en los reglamentos actuales se está reconociendo cada vez más, por lo que algunas de las más recientes normas estructurales permiten la aplicación de los métodos explícitos de análisis de riesgo en los proyectos (por ejemplo [3]). En algunos países también existen directrices y reglamentos relativos a la evaluación y la gestión de los riesgos tecnológicos y naturales en general, por ejemplo [10], [11] y [12]. Los métodos y procedimientos contenidos en este tipo de documentos son aplicables, bien directamente o bien por analogía, a cualquier sistema técnico, por tanto también a las estructuras. No obstante, estos documentos sólo establecen un marco general para el tratamiento explícito de los temas de la seguridad. Eso es válido incluso para aquellos documentos que se refieren específicamente a las estructuras, como es el caso del Eurocódigo [3]. Estas directrices, reglamentos o normas no contienen modelos, de aplicación directa, que permitiesen justificar que los riesgos inherentes a una determinada solución estructural se queden por debajo del umbral de los riesgos aceptables. Normalmente, ni siquiera establecen este umbral. En otras palabras, estos documentos no contienen toda la información necesaria para el tratamiento explícito de la seguridad estructural. Por este motivo, la aplicación de los métodos explícitos del tratamiento de la seguridad, y por tanto los métodos de análisis de riesgo quedan literalmente excluidos de la práctica diaria de los proyectos y de la gestión de las infraestructuras.

1.2 Alcance

Siendo la función más sencilla que permita estimar un riesgo el producto de la frecuencia de ocurrencia de un evento no deseado –por ejemplo el colapso de una estructura– y de sus consecuencias –daños personales, daños medioambientales, daños económicos–, cualquier análisis de riesgos debería tratar ambos aspectos. No obstante, la estimación de las consecuencias de un evento no deseado del tipo de un colapso estructural constituye posiblemente una de las tareas más difíciles en el marco de un análisis de riesgos [13] y, en el presente trabajo, las consecuencias de los colapsos estructurales sólo se pueden tratar de manera genérica. El desarrollo de un modelo para su cuantificación está fuera del alcance de este documento. La elaboración de herramientas sencillas, incluido un modelo para la estimación de las consecuencias de un colapso de una estructura de edificación, destinadas a la aplicación práctica de los métodos de análisis de riesgos en el dimensionado de las estructuras de edificación, se aborda en [14].

Fallos estructurales se producen de manera predominante como consecuencia de un evento extremo tal como una sobrecarga extraordinaria, una nevada, un temporal, un sismo, etc. o debido a una combinación de eventos de este tipo, y se traducen en el colapso total o parcial de la estructura afectada. Otras formas de fallos, tales como un inadecuado comportamiento estructural en servicio, también pueden ser una fuente de preocupación para la propiedad. No obstante, debido a que las consecuencias de un colapso de una estructura predominan sobre las consecuencias de otros posibles modos de fallo, en el marco del presente trabajo se asocia un evento no deseado al colapso, total o parcial, de una estructura.

Para elementos como por ejemplo los componentes de sistemas eléctricos, donde existe una enorme cantidad de datos sobre fallos, las probabilidades o frecuencias de fallo se pueden evaluar sobre la base de un análisis estadístico de los eventos de fallo observados. Para estructuras u otros sistemas que demanden una determinada capacidad (*Capacity-demand systems*), la situación es distinta en el sentido de que la información sobre la frecuencia de los fallos es virtualmente inexistente. En estos casos, la previsión de las probabilidades de fallo requiere la aplicación de métodos de fiabilidad. Estos métodos se pueden aplicar a efectos de la evaluación de la probabilidad de fallo de las estructuras.

Las consideraciones teóricas y conceptuales de los siguientes apartados son aplicables, en su caso por analogía, a efectos del análisis de los riesgos relacionados con cualquier tipo de estructura, independientemente de sus materiales constitutivos. Los desarrollos numéricos, no obstante, se llevan a cabo únicamente para las estructuras de edificación con elementos

de hormigón armado. Aunque las reglas de la norma española para el dimensionado de las estructuras de hormigón [5] no se hayan calibrado según los métodos de fiabilidad estructural, reflejados por ejemplo en [3], pueden considerarse consistentes con ellos. Eso por el simple hecho de que las reglas de la norma [5] se basan en gran medida en la prenorma europea [15] cuyos modelos a su vez han sido parcialmente calibrados de acuerdo con criterios de fiabilidad estructural, consistentes con los principios establecidos en [3]. El análisis de fiabilidad de un conjunto representativo de elementos estructurales de hormigón, dimensionados según una familia de normas de acciones y de resistencia que sean consistentes con los métodos de fiabilidad estructural según [3], proporciona por ello una estimación de la probabilidad de fallo nominal de las estructuras de este tipo.

1.3 Objetivos

Normalmente, las prestaciones de un sistema de ingeniería se pueden modelar en términos matemático-físicos, en combinación con relaciones empíricas. Sobre la base de un modelo de este tipo, las prestaciones del sistema considerado se pueden estimar para un determinado conjunto de los parámetros que intervienen en el modelo. Los parámetros que tienen en cuenta las incertidumbres asociadas con los datos de entrada del modelo están definidos como variables aleatorias. Estas variables aleatorias básicas deben representar todos los tipos de incertidumbres que influyan en el análisis. La dificultad reside en que los modelos mencionados no se han establecido explícitamente ya que la actual Instrucción de Hormigón Estructural [5] no se ha calibrado mediante métodos probabilistas. Consecuentemente, el primer objetivo del presente trabajo consiste en deducir los modelos probabilistas que representen el estado de incertidumbre asociado a las reglas de dimensionado de la instrucción [5]. La fiabilidad de una estructura puede estimarse utilizando los modelos probabilistas para las acciones y para la resistencia, necesarios a efectos de un análisis de riesgo explícito. El segundo objetivo del trabajo consiste por ello en proponer un procedimiento para la determinación del nivel de fiabilidad requerido de las estructuras, relacionado con los riesgos aceptables, y aplicarlo al caso de las estructuras de edificación con elementos de hormigón armado.

1.4 Enfoque

El enfoque más lógico para determinar los riesgos aceptables consiste en fijarlos en los niveles de riesgo aceptados según la práctica habitual que a su vez está reflejada en la normativa en vigor. Los riesgos aceptables están asociados con el nivel de fiabilidad requerido implícitamente por estas normas y, por otro lado, este nivel de fiabilidad depende del estado de incertidumbre correspondiente a las reglas de la normativa empleada. Por este motivo, en el presente trabajo se describen los diferentes tipos de incertidumbres con los que es necesario tratar en los problemas de ingeniería estructural (apartado 2) y se estudian los modelos probabilistas para las variables básicas que intervienen en un análisis de fiabilidad estructural. Se desarrolla un procedimiento para la determinación sistemática de modelos estocásticos para estas variables que representen el estado de incertidumbre correspondiente a las reglas de dimensionado de la normativa en vigor. De esta manera se determinan a continuación unos modelos probabilistas sencillos para las acciones y para la resistencia de elementos de hormigón armado (apartado 3).

También se elabora un procedimiento para deducir el nivel de fiabilidad implícito en las normas estructurales. Utilizando los modelos probabilistas desarrollados previamente, este procedimiento se aplica al caso de las normas españolas para el dimensionado de las estructuras de hormigón en edificación (apartado 4). Las principales conclusiones del presente trabajo se resumen finalmente en el apartado 5.

2. INCERTIDUMBRES EN PROBLEMAS DE INGENIERÍA

Se pueden distinguir tres tipos de incertidumbres asociadas con las variables básicas que intervienen en un modelo para la determinación de las prestaciones de una estructura, por ejemplo en los modelos para las acciones, las características de los materiales y los datos geométricos:

- la variabilidad aleatoria inherente;
- las incertidumbres debidas a la falta de conocimientos;
- las incertidumbres estadísticas.

A su vez, cada uno de estos tipos de incertidumbres se puede subdividir. En el caso de la variabilidad aleatoria inherente, se puede distinguir entre dos categorías de incertidumbres, según estén o no afectadas por actividades humanas. Muchos parámetros relativos a las acciones y a las influencias pertenecen al segundo tipo (por ejemplo la velocidad del viento, la carga de nieve sobre el terreno, etc.). También existen parámetros de resistencia que normalmente no están afectados por actividades humanas, por ejemplo los parámetros de resistencia de un terreno. La resistencia de los materiales constitutivos (hormigón, acero) o las dimensiones de los elementos estructurales son ejemplos correspondientes al primer tipo de incertidumbres. Éstas se pueden reducir a través de métodos de fabricación más avanzados que los habituales, en combinación con tolerancias más restrictivas y métodos de control adecuados.

Las incertidumbres debidas a la falta de conocimientos se pueden subdividir en dos categorías, las relativas a las incertidumbres de los modelos, y las que dependen de la evolución futura de ciertos parámetros. Las incertidumbres de los modelos, que se pueden referir tanto a los modelos de las acciones y de sus efectos como a los modelos de resistencia, se pueden reducir mejorando los conocimientos mediante ensayos o investigaciones teóricas. En cuanto a las incertidumbres que dependan de la evolución futura de determinados parámetros, se pueden mencionar las relativas a las sobrecargas. Las posibilidades de reducción de estas incertidumbres resultan más limitadas.

Las incertidumbres estadísticas están asociadas con la evaluación estadística de los resultados de ensayos, mediciones u otras observaciones, y pueden tener su origen en:

- la falta de identificación y de distinción entre diferentes poblaciones estadísticas;
- un número limitado de resultados que conduce a incertidumbres en la estimación de los parámetros estadísticos (por ejemplo del valor medio o de la desviación típica);
- la no consideración de las variaciones sistemáticas de las variables analizadas (por ejemplo de ciertos parámetros climáticos);
- una extrapolación excesiva de la información estadística;
- la no consideración de posibles correlaciones;
- el empleo de distribuciones estadísticas para la descripción de incertidumbres cuyo origen solo en parte es estadístico.

Normalmente, las incertidumbres estadísticas se pueden reducir a través de un mayor número de ensayos u observaciones.

3. MODELOS PROBABILISTAS PARA LAS ACCIONES Y LA RESISTENCIA

3.1 Representación de los modelos

Los métodos modernos de fiabilidad estructural y de análisis de riesgos permiten representaciones muy variadas de las incertidumbres asociadas con las variables básicas que abarcan desde procesos estocásticos no estacionarios hasta variables aleatorias consideradas invariables en el tiempo. En la mayoría de los casos, es suficiente modelar las cantidades inciertas a través de variables aleatorias caracterizadas por unas determinadas funciones de distribución, así como por los denominados parámetros de la distribución. Por este motivo, cada variable X_i se representa, en el presente trabajo, a través del tipo de su función de distribución, de su valor medio, μ_{xi}, y de su desviación típica, σ_{xi} .

A efectos de la representación de una variable se emplea la siguiente notación: $X_i = Tipo\ (\mu_{xi}; \sigma_{xi})$. De manera equivalente, el valor medio y la desviación típica también pueden representarse a través de los denominados coeficientes de sesgo y de variación, respectivamente, de modo que la notación sería: $X_i = Tipo\ (Sesgo;\ CoV)$. El coeficiente de sesgo es el ratio entre el valor medio y el valor representativo de una variable, mientras que el coeficiente de variación de una variable es el ratio entre su desviación típica y su valor medio. En comparación con la primera notación, la segunda tiene la ventaja de ser adimensional, por lo que se emplea con frecuencia a efectos prácticos.

Para las distribuciones de las diferentes variables se adoptan los tipos sugeridos en [16]. Esta elección se debe a que resulta recomendable utilizar siempre las mismas distribuciones para las variables. Efectivamente, en ingeniería civil suelen interesar probabilidades muy pequeñas, y éstas solo se pueden emplear a efectos comparativos. Obviamente, las comparaciones únicamente son válidas si las hipótesis básicas se mantienen sin variar.

En términos generales, los modelos probabilistas para las acciones y sus efectos así como para las resistencias correspondientes de los elementos estructurales en los que supuestamente se basan las reglas normalizadas para el dimensionado de las estructuras, deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- representación de las características físicas de la variable correspondiente;
- consistencia con los modelos probabilistas del *JCSS Probabilistic Model Code* [16];
- representación del estado de incertidumbre asociado a las reglas de la normativa en vigor;
- aptitud para aplicaciones prácticas, representando las incertidumbres mencionadas en el apartado 2 mediante variables aleatorias.

3.2 Deducción de los modelos probabilistas

Para la deducción de los modelos probabilistas que representen el estado de incertidumbre correspondiente a las reglas de dimensionado de un conjunto consistente de normas para las bases de proyecto, las acciones y la resistencia, y que cumplan a la vez con los restantes de los anteriores requisitos, se procede de la siguiente manera:

1. Identificación de los mecanismos de fallo más representativos. Formulación de estos mecanismos en términos de Funciones de Estado Límite (FEL).
2. Representación consistente del formato de verificación empleado en el conjunto de normas analizadas:
   - coeficientes parciales para las acciones y para la resistencia;
   - coeficientes de combinación para las acciones;
   - uso de los coeficientes parciales en las verificaciones de la seguridad estructural.
3. Identificación de modelos probabilistas para las variables que resulten relevantes para los mecanismos de fallo considerados.
4. Determinación de los valores de cálculo de las variables, aplicando el método FORM (*First Order Reliability Method*) normalizado [3], para los diferentes mecanismos de fallo.
5. Determinación de los coeficientes parciales a partir de los valores de cálculo y representativo, respectivamente, de las variables. Para las hipótesis adoptadas (índice de fiabilidad requerido; valores normalizados para los factores de sensibilidad; etc.), los coeficientes parciales dependen de:
   - el mecanismo de fallo considerado y la Función de Estado Límite;
   - el formato de coeficientes parciales (los valores de los coeficientes parciales dependen de las incertidumbres que tienen en cuenta);
   - los modelos probabilistas para las variables;
   - los valores representativos de las variables.

6. Definición de la función objetivo para el ajuste de los modelos:

$$\min W(\mu,\sigma) = \sum_{j=1}^{L} W_{Y,j}\left(\gamma_{Y,j}(\mu,\sigma) - \gamma_{Y,t}\right)^2 \qquad (1)$$

donde:

$\gamma_{Y,j}(\mu,\sigma)$ coeficiente parcial que tiene en cuenta las incertidumbres de Y en relación con el mecanismo de fallo j, en función de los modelos probabilistas adoptados (μ,σ);

$\gamma_{Y,t}$ valor objetivo del coeficiente parcial según las normas analizadas;

$W_{Y,j}$ coeficiente de ponderación.

7. Determinación de los modelos probabilistas óptimos para la función objetivo establecida.

8. Verificación de los resultados:
   - incorporación de la experiencia previa;
   - consideración de aspectos prácticos.

A continuación se incluyen algunas observaciones en relación con este procedimiento y su aplicación al caso de las estructuras de edificación con elementos de hormigón:

- Se contemplan los mecanismos de fallo por flexión, esfuerzo axil y esfuerzo cortante, respectivamente. La formulación de las Funciones de Estado Límite correspondientes es inmediata, a partir de la representación de los diferentes efectos de las acciones según los borradores de [17][1)] y [18][1)], así como de las resistencias correspondientes según [5].

- El formato de los coeficientes parciales adoptado a efectos del presente trabajo difiere del adoptado por la Instrucción [5], en el sentido de que algunos de los coeficientes parciales de esta última cubren simultáneamente las incertidumbres relativas a varias variables. El formato propuesto para la deducción de los modelos probabilistas, al contrario, asocia, en la medida de lo posible, un coeficiente parcial a cada variable y es consistente con el formato de los borradores de [17][1)] y [18][1)]. A efectos de la comparación entre los coeficientes parciales correspondientes a los modelos probabilistas ajustados y los coeficientes parciales de la instrucción [5] (ecuación (1)), los primeros se deben agrupar convenientemente. De lo contrario, los dos conjuntos de coeficientes no son comparables.

- Los modelos probabilistas óptimos para las variables (Punto 7 del procedimiento establecido) se obtienen mediante un proceso iterativo (aplicaciones sucesivas de los Puntos 3 a 6): Sin alterar los tipos de distribución adoptados para las distintas variables, se ajustan sus valores medios, μ_{xi}, y sus desviaciones típicas, σ_{xi}, dentro de los límites marcados por los condicionantes de que los modelos deben representar adecuadamente las características físicas de las variables y ser consistentes con los modelos de [16], hasta que la función objetivo (1) alcance el valor mínimo.

- A pesar de la formulación matemática del objetivo del ajuste según la relación (1), en parte el resultado final sigue siendo subjetivo. Eso se debe por un lado a que los parámetros de muchos de los modelos probabilistas se deben estimar –por ejemplo en el caso de las variables que reflejen las incertidumbres asociadas a los modelos para el cálculo de los efectos de las acciones– y, por otro lado, a que también el coeficiente de ponderación introducido en la relación (1), $W_{Y,j}$, es típicamente un parámetro sujeto al criterio del especialista que realice el ajuste. En el presente trabajo se emplea el mismo coeficiente, $W_{Y,j}=1,0$, para todos los mecanismos de fallo considerados.

- La anterior observación se podría interpretar como una reserva al procedimiento adoptado; sin embargo, ésta es sólo aparente y no pone en tela de juicio la utilidad de los resultados del ajuste planteado. Debido a que los modelos probabilistas resultantes se emplean básicamente a efectos comparativos, no es necesario que su precisión sea excesiva. Precisión que, por otro lado, resultaría engañosa, dado que no es posible tener en cuenta todas las incertidumbres relacionadas con los modelos de las acciones y de la resistencia de las estructuras. En suma, unos modelos correctamente determinados de acuerdo con el anterior procedimiento cumplen perfectamente con los requisitos establecidos en el apartado 3.1, ya que constituyen una base coherente para la continuación de los trabajos relacionados con el nivel de fiabilidad requerido de las estructuras.

3.3 Resultados

En la Tabla 1 se presentan los modelos probabilistas, deducidos de acuerdo con el anterior procedimiento, para las variables que intervienen en el dimensionado de las estructuras de hormigón en edificación según la normativa española actual [19]. Concretamente, estos modelos representan el estado de incertidumbre asociado con las reglas de los siguientes documentos para las Bases de Proyecto, las Acciones y la Resistencia: [17][1)], [18][1)] y [5], respectivamente, asumiendo un control intenso de la ejecución según esta última instrucción. Esta hipótesis se debe a las siguientes consideraciones:

[1)] El Código Técnico de la Edificación, CTE, incluidos sus Documentos Básicos relativos a la Seguridad Estructural, DB SE, se aprobó en marzo 2006, después de la realización del trabajo de investigación en el que se basa el presente artículo. En comparación con los borradores previos, en la versión aprobada del CTE se han introducido numerosos cambios que, en determinados aspectos, alejan el contenido de los documentos sobre la seguridad estructural de las reglas de los Eurocódigos correspondientes. Por todo lo anterior, el presente estudio está basado en los borradores de noviembre de 2003 de los documentos [17] y [18] del CTE que, al igual que la norma [5], son compatibles con los Eurocódigos correspondientes. Consecuentemente, los resultados y conclusiones de este estudio sólo son válidos estrictamente para el conjunto formado por los borradores de los documentos [17] y [18] del CTE, y la norma [5]. Por extensión, también lo son para los Eurocódigos correspondientes, según lo expuesto los apartados 1.2 y 4.5.

– La influencia de la intensidad del control en los modelos semiprobabilistas contenidos en la instrucción [5] no se ha deducido de una calibración consistente.

– Los modelos semiprobabilistas de la prenorma europea [15] en la que se basa en gran parte la instrucción [5] están parcialmente calibrados y, además, corresponden a los modelos semiprobabilistas de [5] en caso de un control intenso.

En términos generales, las reglas contenidas en los tres documentos empleados a efectos de la deducción de los modelos probabilistas son compatibles con las reglas de los Eurocódigos correspondientes.

En la Tabla 1 se distingue entre los modelos para las variables de las acciones y de sus efectos, por un lado, y los modelos para las variables de resistencia de los elementos de hormigón armado, por otro lado. Sólo se tienen en cuenta acciones gravitatorias correspondientes a las denominadas situaciones persistentes según [17][1)] y [3]. Básicamente por falta de los datos necesarios para establecer los modelos probabilistas correspondientes, las acciones accidentales se han dejado fuera del alcance del presente estudio.

4. FIABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN CON ELEMENTOS DE HORMIGÓN

4.1 Introducción

El objetivo del presente apartado consiste en deducir el nivel de fiabilidad requerido implícitamente por las normas estructurales españolas. De acuerdo con el alcance del presente trabajo (apartado 1.2), esta deducción se realiza para las estructuras de edificación con elementos de hormigón arma-

Tabla 1. Modelos probabilistas para las acciones y sus efectos, y para la resistencia de los elementos de hormigón armado de las estructuras de edificación

Variable	Notación	Tipo [a)]	Sesgo [b)]	CoV [c)]
Acciones y sus efectos en los elementos de hormigón				
Peso propio del hormigón *in situ*	g_c	N	1,0	0,04
Otras cargas permanentes	g_p	N	1,0	0,1
Sobrecarga variable	q_i	Gumbel	0,68	0,26
Carga de nieve	q_i	Gumbel	0,33	0,81
Incertidumbres del modelo para el cálculo de los efectos de las acciones:				
– Momentos flectores	$\xi_{E,M}$	LN	1,0	0,1
– Esfuerzos axiles	$\xi_{E,N}$	LN	1,0	0,05
– Esfuerzos cortantes	$\xi_{E,V}$	LN	1,0	0,1
Resistencia de los elementos de hormigón				
Resistencia a compresión del hormigón	f_c	LN	1,24	0,18
Factor de conversión de la resistencia del hormigón	η_c	determinista		
Límite elástico del acero de armar	f_{ys}	LN	1,12	0,053
Área del acero de armar	A_s, A_{sw}	N	1,0	0,02
Dimensiones exteriores de las secciones de hormigón	a, b, h, b_w	N	1,0	0,03
Canto útil	d	N	1,0	0,04
Incertidumbres del modelo de resistencia:				
– Flexión	$\xi_{R,M}$	LN	1,0	0,05
– Compresión	$\xi_{R,N}$	LN	1,0	0,05
– Tracción en el alma	$\xi_{R,Vs}$	LN	1,0	0,05
– Compresión oblicua en el alma	$\xi_{R,Vc}$	LN	1,4	0,25

[a)] Tipos de distribución: N Normal; LN Lognormal.
[b)] El coeficiente de sesgo es el ratio entre el valor medio y el valor representativo de una variable básica.
[c)] El coeficiente de variación es el ratio entre la desviación típica y el valor medio de una variable básica.

do. Para un conjunto representativo de elementos hipotéticos, dimensionados de acuerdo con las reglas de los documentos [17][1)], [18][1)] y [5], se efectúa un análisis de fiabilidad. Los resultados obtenidos se evalúan estadísticamente, con el fin de deducir el nivel de fiabilidad inherente a este conjunto de normas estructurales.

4.2 Procedimiento

Para la determinación del nivel de fiabilidad requerido implícitamente por un conjunto consistente de normas para el dimensionado estructural se adopta un procedimiento que se divide en los siguientes pasos:

1. Definición del alcance del estudio:
   - tipos de estructuras a estudiar;
   - tipos de fallo a considerar (por ejemplo, colapso de la estructura o del elemento estructural; comportamiento inadecuado en servicio; rotura por fatiga).
2. Selección de un conjunto representativo de elementos estructurales.
3. Identificación de los mecanismos de fallo más representativos para los elementos seleccionados. Formulación de las Funciones de Estado Límite correspondientes.
4. Identificación de modelos probabilistas para las variables que intervienen en las Funciones de Estado Límite.
5. Determinación del nivel de fiabilidad implícito en las normas analizadas, sobre la base de las Funciones de Estado Límite identificadas en el paso 3, así como de los modelos estocásticos determinados en el paso 4.

En relación con este procedimiento y en vista de su aplicación al caso de las estructuras de edificación con elementos de hormigón, dimensionadas según las normas españolas, se pueden hacer algunas observaciones de carácter general, antes de que se comenten, en los apartados 4.3 a 4.6, algunos aspectos más específicos del estudio realizado, así como los resultados más relevantes obtenidos:

- El *alcance del estudio* se limita al colapso total o parcial de las estructuras o de sus elementos, ya que sus consecuencias predominan sobre las posibles consecuencias de otros tipos de fallo estructural.
- En edificación, los *elementos estructurales más representativos* son las vigas y los pilares. En el marco del presente trabajo, el procedimiento arriba mencionado para la determinación del nivel de fiabilidad requerido se aplica únicamente a vigas y pilares de hormigón armado, ejecutados *in situ* ya que para este mismo tipo de elementos estructurales se han deducido los modelos probabilistas que representan el estado de incertidumbre asociado a las reglas de dimensionado (apartado 3.2). Además, sólo se tienen en cuenta elementos estructurales isostáticos. Esta hipótesis es conservadora debido a que la probabilidad de fallo de los elementos isostáticos suele ser superior a la probabilidad de fallo de los elementos hiperestáticos comparables, sometidos a las mismas acciones e influencias [20].
- En vigas de hormigón armado, los *mecanismos de fallo más representativos* son tres, la rotura de la sección del centro de vano inducida por los momentos flectores, así como la rotura de las secciones de apoyo inducida por los esfuerzos cortante, bien por tracción en el alma bien por compresión oblicua en el alma. En el caso de los pilares de hormigón armado, se considera representativa la rotura de la sección transversal más solicitada, inducida por los esfuerzos axiles de compresión, ya que fenómenos de inestabilidad son poco frecuentes en la mayoría de las estructuras de edificación. Las Funciones de Estado Límite correspondientes a estos mecanismos de fallo, se pueden deducir de las normas españolas para el dimensionado de las estructuras de hormigón.
- Los *modelos probabilistas para las variables* que intervienen en las Funciones de Estado Límite deben representar el estado de incertidumbre asociado con las reglas de las normas cuya fiabilidad requerida se pretende determinar. Con este objetivo se han deducido en el apartado 3 los modelos probabilistas para las variables que intervienen en el dimensionado de los elementos de hormigón armado. Por este motivo, los resultados obtenidos en el citado apartado se pueden emplear directamente a efectos de la determinación del nivel de fiabilidad.
- La *determinación del nivel de fiabilidad implícito en las normas analizadas* se subdivide en los siguientes tres pasos:
  - Dimensionado de cada uno de los elementos estructurales seleccionados (Paso 2) según el conjunto consistente de normas para las que se quiera determinar el nivel de fiabilidad implícito. Debido a que un dimensionado conservador influye significativamente en el nivel de fiabilidad [21], aplicando las reglas de la normativa analizada el valor de cálculo de la resistencia de una determinada sección debe igualar exactamente el valor de cálculo de los efectos de las acciones en la misma sección. De acuerdo con este dimensionado estricto, los elementos estructurales cumplen exactamente la condición de seguridad estructural según las normas empleadas.
  - Cálculo del índice de fiabilidad, definido por ejemplo en [3] y relacionado con la probabilidad de fallo, para cada uno de los mecanismos de fallo representativos (Paso 3) de todos los elementos dimensionados de manera estricta. A estos efectos, se emplean los modelos probabilistas para las variables que representen el estado de incertidumbre asociado con las reglas de las normas analizadas (Paso 4).
  - Evaluación estadística e interpretación de los resultados obtenidos.

4.3 Elementos estructurales representativos

4.3.1 Visión global

Para el estudio se seleccionan elementos de hormigón armado, hipotéticos pero realistas, teniendo en cuenta las características de las estructuras de edificación más habituales, tal y



Figura 1. Estructura de edificación típica con elementos de hormigón.

como refleja el ejemplo de la Figura 1. Un conjunto representativo de elementos estructurales de edificación, constituido por 240 diferentes vigas de cubierta, 450 diferentes vigas de planta y 22320 pilares distintos, se obtiene variando los parámetros más importantes para su dimensionado (apartado 4.3.2), dentro de unos rangos razonables que permitan cubrir la gran mayoría de casos que se puedan producir en la práctica. Debido a que se trata de una hipótesis conservadora (apartado 4.2), y porque son muy extendidos en la edificación convencional, sólo se tienen en cuenta elementos isostáticos.

4.3.2 Variación de parámetros

Con el fin de obtener un conjunto representativo de elementos estructurales se han variado diferentes parámetros que caractericen estos elementos, o de los que dependa su dimensionado. Estos parámetros son: La categoría de uso del edificio; la luz de las vigas y la separación de los pilares; el número de plantas; la resistencia del hormigón; las cargas permanentes; etc. En el presente apartado se refleja el rango de variación adoptado para cada uno de estos parámetros. Se distingue entre vigas de cubierta, vigas de planta y pilares, respectivamente.

- Vigas de cubierta

El conjunto de vigas de cubierta estudiadas cubre los siguientes casos:

– Vigas de cubierta en edificios expuestos a diferentes climas regionales con cargas de nieve comprendidas entre 1,5 kN/m^2 y 3,0 kN/m^2.

– Vigas con luces comprendidas entre 5 m y 40 m.

– Hormigones con resistencias características comprendidas entre 25 N/mm^2 y 50 N/mm^2.

– Acero de armar con un valor característico del límite elástico de 500 N/mm^2.

– Peso específico aparente del hormigón armado de 25 kN/m^3.

– Cargas permanentes comprendidas entre 1,0 kN/m^2 y 10,0 kN/m^2.

Las cargas permanentes engloban tanto los elementos no resistentes como los resistentes de la cubrición que salvan la luz entre las vigas principales de la cubierta, objeto del estudio, así como falsos techos, instalaciones, etc. Para cada viga de cubierta se consideran dos valores para las cargas permanentes, correspondientes a soluciones de cubiertas ligeras y pesadas, respectivamente. Además, estos valores se varían en función de la luz de las vigas.

- Vigas de planta

El conjunto de vigas de planta estudiadas cubre los siguientes casos:

– Vigas de edificios destinados a los siguientes usos: Residencia (categoría de uso según [18][1)]: A1); Oficina (B); Tienda (D); Concentración de personas (C5); Almacén (E1).

– Vigas con luces comprendidas entre 5 m y 40 m.

– Hormigones con resistencias características comprendidas entre 25 N/mm^2 y 50 N/mm^2.

– Acero de armar con un valor característico del límite elástico de 500 N/mm^2.

– Peso específico aparente del hormigón armado de 25 kN/m^3.

– Cargas permanentes comprendidas entre 0,5 kN/m^2 y 13,0 kN/m^2.

Se supone que las cargas permanentes dependen de la luz de las vigas principales de un forjado. Esta hipótesis se justifica por la combinación de las siguientes circunstancias. Por un lado, las cargas permanentes actuando sobre las vigas de edificación dependen en gran medida de los forjados que se apoyan en ellas. Por otro lado, la tipología y por tanto el peso de los forjados depende normalmente de la luz que deben salvar, y ésta depende en muchos casos de la disposición y de la luz de las vigas principales. Para cada viga de planta se consideran tres valores de las cargas permanentes: Un valor mínimo correspondiente a una solución ligera para el forjado, un valor máximo correspondiente a una solución pesada, así como un valor intermedio.

- Pilares

El conjunto de pilares estudiados cubre los siguientes casos:

– Pilares de edificios destinados a los siguientes usos: Residencia (categoría de uso según [18][1)]: A1); Oficina (B); Tienda (D); Concentración de personas (C5); Almacén (E1).

– Pilares de edificios expuestos a diferentes climas regionales con cargas de nieve comprendidas entre 1,5 kN/m^2 y 3,0 kN/m^2.

– Pilares con áreas de influencia por planta comprendidas entre 12,5 m^2 y 800 m^2.

– Pilares de edificios con una altura por planta de 3 m.

– Pilares de edificios residenciales y de oficinas con hasta 30 plantas, sin contar ni planta baja ni cubierta. En los

edificios destinados a, respectivamente, Concentración de personas y Almacén, se han considerado hasta 10 plantas.

- Hormigones con resistencias características comprendidas entre 25 N/mm^2 y 50 N/mm^2.
- Acero de armar con un valor característico del límite elástico de 500 N/mm^2.
- Peso específico aparente del hormigón armado de 25 kN/m^3.
- Cargas permanentes comprendidas entre 1,0 kN/m^2 y 10,0 kN/m^2 en cubierta, así como entre 0,5 kN/m^2 y 13,0 kN/m^2 en los forjados de planta.

Para las cargas permanentes se han adoptado las mismas hipótesis que en la obtención de los conjuntos representativos de las vigas de cubierta y de planta, respectivamente.

4.4 Mecanismos de fallo y Funciones de Estado Límite

4.4.1 Generalidades

En el presente apartado se establecen las Funciones de Estado Límite correspondientes a los mecanismos de fallo más representativos en vigas y pilares de hormigón armado, de acuerdo con el apartado 4.2. Estas funciones se emplean posteriormente en el análisis de fiabilidad de estos elementos estructurales. Las Funciones de Estado Límite están basadas en la resistencia última de las secciones transversales y se deducen de las normas españolas para el dimensionado de estructuras de edificación con elementos de hormigón armado. Concretamente se utilizan las normas [17][1)] para las Bases de Proyecto, [18][1)] para las Acciones y [5] para la Resistencia, de las que se puede asumir que forman un conjunto consistente, tal y como se justifica en el apartado 4.5.

4.4.2 Vigas

En consonancia con el apartado 4.2, en el presente trabajo se consideran los siguientes casos:

- estructuras de edificación con elementos de hormigón armado;
- vigas biapoyadas;
- secciones transversales rectangulares;
- momento flector en el centro del vano y esfuerzo cortante en apoyo.

A continuación se representan únicamente las Funciones de Estado Límite para las vigas de planta. Estas funciones son análogas para las vigas de cubierta, teniendo en cuenta las solicitaciones debidas a las diferentes acciones sobre la cubierta, además del peso propio de la viga: Cargas permanentes debidas a los elementos resistentes y no resistentes de la cubrición, incluidos falsos techos e instalaciones; cargas variables debidas a la nieve.

La Función de Estado Límite para la sección de centro de vano de una viga de planta de hormigón armado se expresa en los siguientes términos:

$$\xi_{R,M}\cdot\left(A_s\cdot f_{ys}\cdot d-0{,}5\cdot\frac{\left(A_s\cdot f_{ys}\right)^2}{b_1\cdot\eta_c\cdot f_c}\right)-\xi_{E,M}\cdot\left(M_c+M_p+\left(M_{q_1}+M_{Q_1}\right)\right)=0 \quad (2)$$

M_c momento flector debido al peso propio de la viga;

M_P momento flector debido a las cargas permanentes;

M_{q_1} momento flector debido a la carga distribuida del modelo para la acción variable dominante;

M_{Q_1} momento flector debido a la carga concentrada del modelo para la acción variable dominante;

b_1 ancho de la sección transversal en el centro del vano;

d canto útil de la sección transversal;

A_s área del acero de armar;

f_{ys} límite elástico del acero de armar;

f_c resistencia a compresión del hormigón;

η_c factor de conversión de la resistencia a compresión del hormigón;

$\xi_{E,M}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de los efectos de las acciones (momentos flectores);

$\xi_{R,M}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de la resistencia frente a momentos flectores.

Para la sección de apoyo de una viga de hormigón armado se consideran dos Funciones de Estado Límite, para la tracción en el alma (3) y la compresión oblicua en el alma (4), respectivamente:

$$\xi_{R,V_s}\cdot\left(A_{sw}\cdot f_{ys}\cdot 0{,}9\cdot d\right)-\xi_{E,V}\cdot\left(V_c+V_p+\left(V_{q_1}+V_{Q_1}\right)\right)=0 \quad (3)$$

$$\xi_{R,V_c}\cdot\left(b_A\cdot d\cdot 0{,}5\cdot\eta_c\cdot f_c\right)-\xi_{E,V}\cdot\left(V_c+V_p+\left(V_{q_1}+V_{Q_1}\right)\right)=0 \quad (4)$$

V_c esfuerzo cortante debido al peso propio de la viga;

V_p esfuerzo cortante debido a las cargas permanentes;

V_{q_1} esfuerzo cortante debido a la carga distribuida del modelo para la acción variable dominante;

V_{Q_1} esfuerzo cortante debido a la carga concentrada del modelo para la acción variable dominante;

b_A espesor del alma de la sección transversal en la sección de apoyo;

A_{sw} área por unidad de longitud de la armadura de cortante;

$\xi_{E,V}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de los efectos de las acciones (esfuerzos cortante);

$\xi_{R,Vs}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de la resistencia frente a tracción en el alma;

$\xi_{R,Vc}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de la resistencia frente a compresión oblicua en el alma.

4.4.3 Pilares

Los casos considerados en el presente trabajo se caracterizan por los siguientes aspectos, en consonancia con lo especificado en el apartado 4.2:

- estructuras de edificación con elementos de hormigón armado;
- elementos isostáticos;
- pilares con secciones transversales cuadradas, con disposición simétrica de la armadura;
- esfuerzo axil de compresión simple en la base del pilar;
- fenómenos de inestabilidad excluidos a través de medidas adecuadas.

La Función de Estado Límite para la sección transversal de un pilar de hormigón armado, solicitado por un esfuerzo axil de compresión simple, se expresa en los siguientes términos:

$$\xi_{R,N}\left(a^2 \cdot \eta_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys}\right) - \xi_{E,N}\left(N_{cv} + N_{cp} + N_{p1} + N_{cub} + N_{p2} + N_{q1} + \psi_o \cdot N_{q2}\right) = 0 \quad (5)$$

N_{cv} esfuerzo axil debido al peso propio de las vigas de los forjados y de la cubierta;

N_{cp} esfuerzo axil debido al peso propio del pilar;

N_{p1} esfuerzo axil debido a las cargas permanentes actuando sobre las vigas de planta;

N_{p2} esfuerzo axil debido a las cargas permanentes actuando sobre las vigas de cubierta (falsos techos, instalaciones, etc.);

N_{cub} esfuerzo axil debido a los elementos resistentes y no resistentes de la cubrición;

N_{q1} esfuerzo axil debido a la acción variable dominante;

N_{q2} esfuerzo axil debido a la acción variable concomitante;

a dimensión de un lado de la sección transversal del pilar;

A_s área total del acero de armar;

ψ_o coeficiente para el valor de combinación de la acción variable;

$\xi_{E,N}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de los efectos de las acciones (esfuerzos axiles);

$\xi_{R,N}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de la resistencia frente a esfuerzos axiles.

4.5 Dimensionado estricto

De acuerdo con la práctica española actual, el dimensionado de los elementos de hormigón armado de edificación se debe realizar según las reglas de los documentos [17][1)] para las Bases de Proyecto, [18][1)] para las Acciones y [5] para la Resistencia. Se puede asumir que los tres documentos forman un conjunto consistente y que son compatibles desde el punto de vista de los criterios modernos de fiabilidad estructural. Efectivamente, los dos primeros de estos documentos se han redactado siguiendo los criterios de fiabilidad estructural según [3], mientras que las reglas de [5] están basadas en la prenorma europea [15] que a su vez es compatible con los principios de [3] (apartado 1.2).

Para el dimensionado estricto de los elementos de hormigón armado se asume un control intenso de la ejecución, en la terminología de [5]. Se trata de la misma hipótesis que se había adoptado con anterioridad para la deducción de los modelos probabilistas que reflejan el estado de incertidumbre inherente en los modelos de dimensionado según las normas en vigor (apartado 3). Esta hipótesis se adopta por los siguientes motivos:

- La influencia de la intensidad del control en los modelos semiprobabilistas contenidos en la instrucción [5] que está en vigor no es el resultado de una calibración consistente: La supuesta relación entre el nivel de control de la ejecución y el valor de cálculo de las acciones permanentes no está suficientemente demostrado, mientras que, desde un punto de vista conceptual, la dependencia del valor de cálculo de las acciones variables del citado nivel de control resulta más que discutible.
- Los modelos semiprobabilistas de la prenorma europea [15] en los que se basa en gran parte la instrucción [5] han sido parcialmente calibrados. Además, [15] considera un único nivel de control que en la terminología de [5] correspondería a un control intenso.
- El documento [17][1)], finalmente, tampoco introduce diferentes niveles de control ya que en su redacción se ha considerado que una diferenciación de este tipo necesariamente requeriría un trabajo previo de calibración.

El dimensionado estricto de las vigas y de los pilares de hormigón armado implica un cálculo iterativo debido a la interacción entre las dimensiones finales y el peso propio de los elementos estructurales. En el marco del presente trabajo se han estudiado 23010 elementos hipotéticos (240 vigas de cubierta; 450 vigas de planta; 22320 pilares), cubriendo la mayoría de los casos que se puedan producir en la práctica (apartado 4.3). El dimensionado estricto de las vigas y de los pilares mencionados se ha realizado de manera automática, utilizando un programa de ordenador desarrollado específicamente para este fin e implementado en MATLAB 6.5.

4.6 Análisis de fiabilidad

4.6.1 Generalidades

De acuerdo con el procedimiento establecido en el apartado 4.2, la determinación del nivel de fiabilidad implícito en las normas españolas para el dimensionado de las estructuras de hormigón en edificación requiere el análisis de la fiabilidad de los elementos estructurales representativos (apartado 4.3), dimensionados de manera estricta (apartado 4.5). Para el análisis de la fiabilidad de un elemento o de una estructura existen diferentes métodos, numéricos o analíticos [22]. A efectos del presente trabajo se emplea el método FOSM (*First Order Second Moment*) que permite caracterizar numéricamente la

fiabilidad de una estructura en términos de su índice de fiabilidad para el que, a su vez, existe una relación directa con la probabilidad de fallo, asociada a un determinado periodo de referencia.

El estudio está basado en las Funciones de Estado Límite representadas en el apartado 4.4, así como en los modelos probabilistas para las variables obtenidos en el apartado 3.3. Los cálculos probabilistas se efectúan con el programa de ordenador [23] que trata las variables de acuerdo con [24] y permite calcular índices de fiabilidad según el método FOSM, así como las correspondientes probabilidades de fallo. Este programa se ha dotado, específicamente para este trabajo, con un pre- y un post-procesador que permiten la lectura y el tratamiento automáticos de los resultados obtenidos en el dimensionado estricto de los elementos representativos seleccionados, posibilitando el análisis de un total de 24390 mecanismos de fallo.

4.6.2 Resultados

• Representación

Los resultados obtenidos en el presente estudio se representan gráficamente, en términos del índice de fiabilidad, β, y de la probabilidad de fallo, p_f, en función del ratio entre las cargas variables y las cargas totales, ν. En el caso de las vigas de planta, este ratio ν se obtiene de acuerdo con la relación (6). Para las vigas de cubierta y los pilares, respectivamente, la determinación de ν es análoga.

$$\nu = \frac{\bar{q}_{k,1} + \frac{Q_{k,1}}{l}}{\bar{g}_{k,c} + \bar{g}_{k,p} + \bar{q}_{k,1} + \frac{Q_{k,1}}{l}} \qquad (6)$$

$\bar{g}_{k,c}$ valor característico del peso propio de la viga;

$\bar{g}_{k,p}$ valor característico de las cargas permanentes actuando sobre la viga;

$\bar{q}_{k,1}$ valor característico de la acción variable dominante que actúa sobre la viga;

$Q_{k,1}$ valor característico de la carga concentrada del modelo para la acción variable dominante;

l luz de la viga.

Frente a otras posibles representaciones de los resultados, en función de otros parámetros, por la combinación de los siguientes motivos principales se ha optado por reflejarlos en función del ratio ν:

– La dependencia del índice de fiabilidad y de la probabilidad de fallo de parámetros distintos a las cargas permanentes y variables, tales como la luz de las vigas o la resistencia del hormigón, es reducida.

– La representación de los resultados en función de un parámetro que se pueda establecer para todos los elementos estructurales analizados, facilita su comparación.

Los resultados obtenidos para las 240 vigas de cubierta, las 450 vigas de planta y los 22320 pilares se reflejan por separado en las Figuras 2, 3 y 4, respectivamente. En el caso de las vigas se distingue, además, entre los resultados obtenidos para los tres mecanismos de fallo analizados, la rotura por flexión de la sección del centro del vano, la rotura por tracción en el alma de la sección de apoyo, y la rotura por compresión oblicua en el alma de la sección de apoyo, respectivamente.

Aparte de la representación gráfica de todos los resultados obtenidos, se indican los siguientes valores numéricos para el índice de fiabilidad, β, y la probabilidad de fallo, p_f, tanto por separado para los diferentes mecanismos de fallo como para la totalidad de los resultados correspondientes a los diferentes elementos estructurales analizados (vigas de cubierta; vigas de planta; pilares):

– valor medio (respectivamente μ_β y μ_{pf});

– desviación típica (σ_b; σ_{pf});

– coeficiente de variación (v_β; v_{pf});

– fiabilidad máxima (β_{max} ; $p_{f,min}$);

– fiabilidad mínima (β_{min} ; $p_{f,max}$).

Los índices de fiabilidad y las probabilidades de fallo indicados se refieren a todo el período de servicio de la estructura para el que se admite 50 años, de acuerdo con la práctica habitual [3].

• Vigas de cubierta

Los índices de fiabilidad, β, obtenidos para las vigas de cubierta de hormigón armado, dimensionadas de manera estricta según las reglas de las normas estructurales españolas, están afectados por una dispersión que no se puede despreciar, pero que se sitúa dentro de unos límites esperables. Es interesante observar (Figura 2) que en los casos de los mecanismos de rotura inducidos por la plastificación de la armadura (flexión; tracción en el alma), el nivel máximo de fiabilidad se produce para valores del ratio entre las cargas variables y las cargas totales, ν, del orden de 0,15. El nivel de fiabilidad disminuye tanto para valores inferiores como para valores superiores del ratio ν. Los valores mínimos del índice de fiabilidad se obtienen para los casos en los que la acción variable (carga de nieve) predomina sobre las cargas permanentes, para valores de ν del orden de 0,7. Si la rotura se produce por compresión oblicua en el alma, los valores máximos del índice de fiabilidad se observan para ratios ν del orden de 0,4, claramente superiores que en los casos de los anteriores mecanismos de fallo. Además, en el caso de la rotura por compresión oblicua en el alma el índice de fiabilidad máximo es inferior y el índice de fiabilidad mínimo superior a los valores correspondientes obtenidos para los otros mecanismos de fallo. En consecuencia, con un coeficiente de variación para los índices de fiabilidad del 3,4%, para este mecanismo de rotura la dispersión es sensiblemente inferior a la dispersión observada para la rotura por flexión y por tracción en el alma, con coeficientes de variación del 7,4% y del 6,6%, respectivamente. Los valores medio de los índices de fiabilidad son del mismo orden de magnitud para los tres mecanismos de fallo analizados, con un valor medio máximo de 4,26 para la rotura por flexión de la sección del centro del vano, y con un valor medio

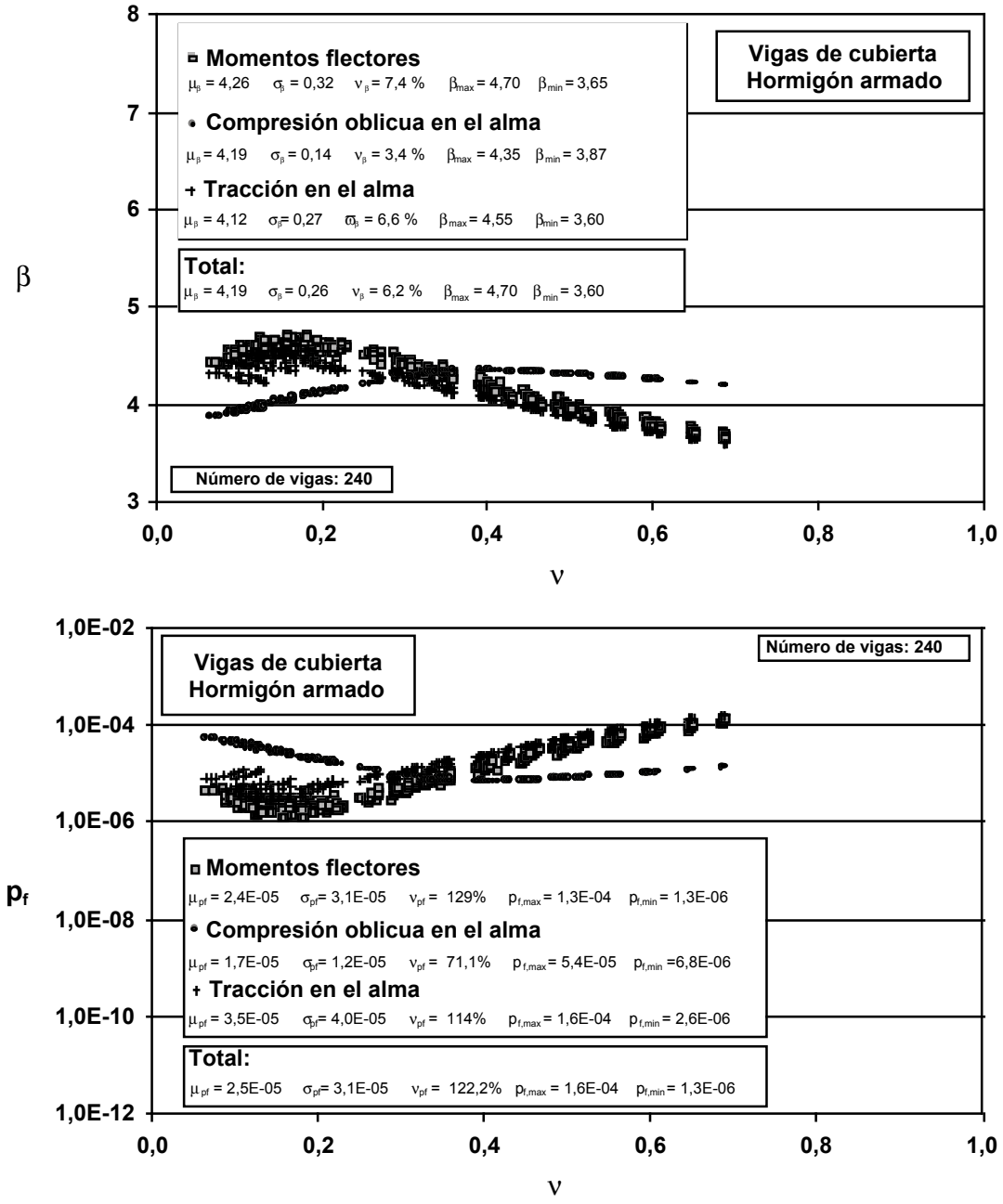


Figura 2. Índice de fiabilidad, β, y probabilidad de fallo, p_f, en función del ratio entre cargas variables y totales, ν, para tres mecanismos de fallo de cada una de las 240 vigas de cubierta de hormigón armado analizadas (Período de referencia: 50 años).

mínimo de 4,12 para la rotura por tracción en el alma de la sección de apoyo.

La evaluación estadística de la totalidad de los resultados obtenidos para los tres mecanismos de fallo de cada una de las 240 vigas de cubierta conduce a un valor medio del índice de fiabilidad de 4,19. Este valor es superior al valor nominal del índice de fiabilidad requerido para todo el período de servicio que según muchas normas, entre las que se encuentran [17][1] y [3], se eleva a 3,8. Teniendo en cuenta que para la deducción de los modelos probabilistas que reflejen el estado de incertidumbre correspondiente a la fase de dimensionado de las estructuras se ha empleado el método FORM normalizado (apartado 3.2) cuyas hipótesis son conservadoras al emplear valores normalizados para los factores de sensibilidad según [17][1] y [3], la diferencia entre el valor medio obtenido y el valor nominal requerido del índice de fiabilidad no es despreciable. De haber adoptado unas hipótesis menos conservadoras en la deducción de los modelos probabilistas, esta diferencia sería aun mayor.

Por otro lado, con unos valores mínimo y máximo del índice de fiabilidad de 3,6 para la rotura por tracción en el alma de una de las vigas y 4,7 para la rotura por flexión de otra viga, respectivamente, así como con un coeficiente de variación para todos los resultados del 6,2%, la dispersión parece sorprendentemente pequeña. Esta conclusión, aparentemente favorable si se tiene en cuenta que las reglas de las normas empleadas no han sido calibradas según métodos consistentes de fiabilidad estructural, cambia radicalmente al representar los mismos resultados en términos de la probabilidad de fallo, en lugar del índice de fiabilidad. Según el mecanismo de rotu-

ra analizado, el coeficiente de variación de los resultados alcanza valores que oscilan entre el 71,1% (rotura por compresión oblicua en el alma) y el 129% (rotura por flexión). Para la totalidad de los resultados correspondientes a las vigas de cubierta, el coeficiente de variación se sitúa en el 122,2%. Estas importantes dispersiones observadas se manifiestan por ejemplo en que en el caso de la probabilidad de fallo por flexión de las vigas de cubierta analizadas, el valor máximo es 100 veces superior al valor mínimo. Teniendo en cuenta la totalidad de los 720 resultados, este factor se eleva hasta 123.

- Vigas de planta

La Figura 3 pone de manifiesto que en el caso de las vigas de planta de hormigón armado la variación de los índices de fiabilidad en función de las condiciones de carga, expresadas en términos del ratio entre las cargas variables y las cargas totales, ν, es similar a la observada para las vigas de cubierta. En este caso, los mecanismos de rotura inducidos por la plastificación de la armadura (flexión; tracción en el alma), alcanzan el nivel máximo de fiabilidad para valores del ratio ν del orden de 0,2. Los valores mínimos del índice de fiabilidad se obtienen para los casos en los que las acciones variables predominan sobre las cargas permanentes, para valores de ν comprendidos entre 0,8 y 0,9. Si la rotura se produce por compresión oblicua en el alma, los valores máximos del índice de fiabilidad se observan para ratios ν del orden de 0,5. Además, en este último caso el valor máximo del índice de fiabilidad, β, es inferior a los valores máximos obtenidos para los dos mecanismos de fallo en los que se plastifica la armadura, mientras que los valores mínimos se sitúan en el mismo orden de magnitud para los tres mecanismos de fallo analizados. Esta observación tiene su reflejo también en la evaluación

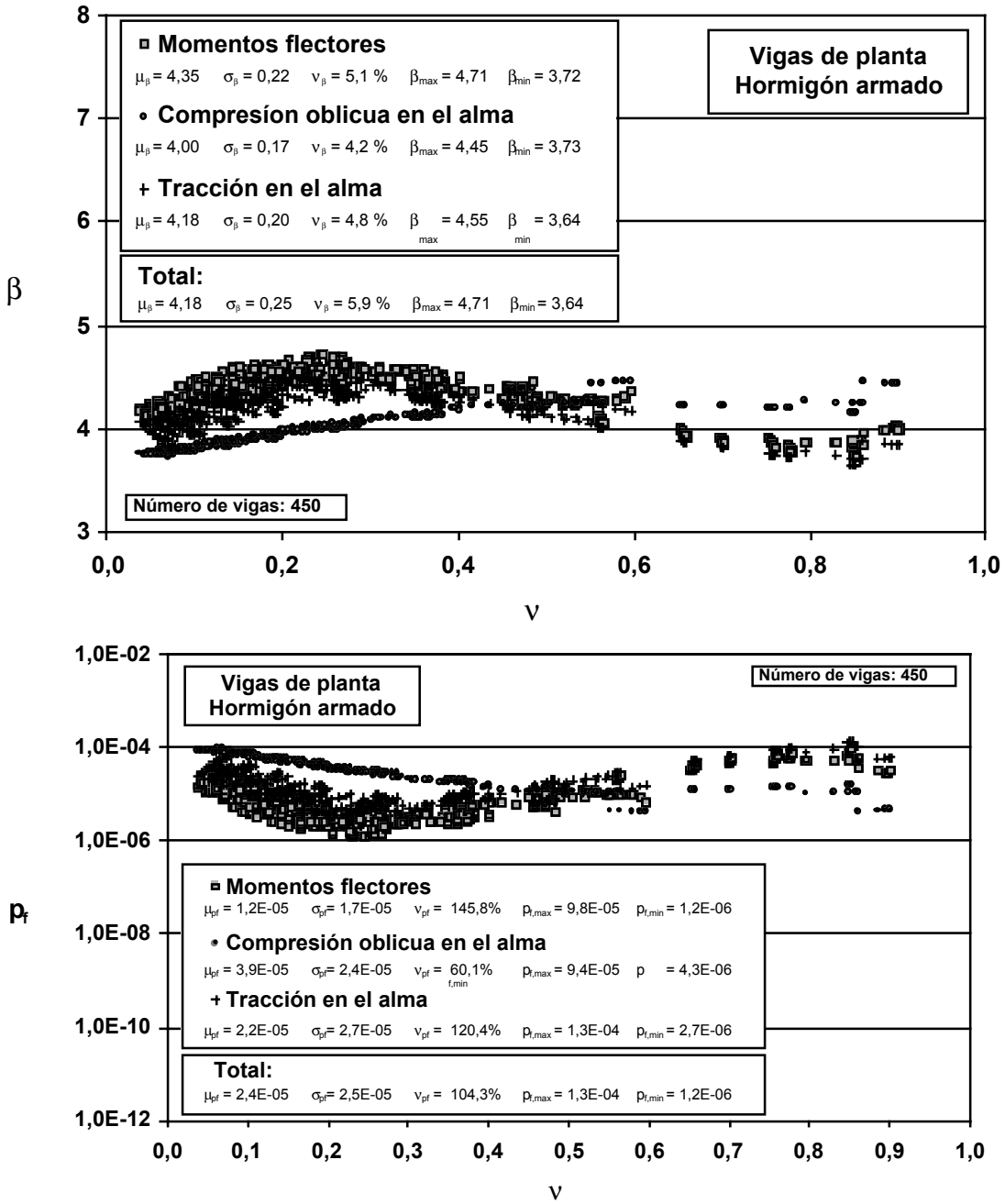


Figura 3. Índice de fiabilidad, β, y probabilidad de fallo, p_f, en función del ratio entre cargas variables y totales, ν, para tres mecanismos de fallo de cada una de las 450 vigas de planta de hormigón armado analizadas (Período de referencia: 50 años).

estadística de los resultados: Con un coeficiente de variación del 4,2%, la dispersión de los resultados es menor para la rotura por compresión oblicua en el alma de la sección de apoyo que para los mecanismos de rotura por flexión de la sección del centro de vano y por tracción en el alma de la sección de apoyo, donde los coeficientes de variación son del orden del 5,1% y del 4,8%, respectivamente. El valor medio máximo del índice de fiabilidad se obiene para el mecanismo de fallo por flexión de la sección del centro de vano (4,35), y el valor medio mínimo para la rotura por compresión oblicua en el alma de la sección de apoyo (4,00).

La evaluación conjunta de todos los 1350 resultados estriba en un valor medio del índice de fiabilidad de 4,18 con un coeficiente de variación del 5,9%. El valor medio es superior al valor nominal del índice de fiabilidad, referido a todo el periodo de servicio, requerido por las normas empleadas, [17][1)], [18][1)], [5], para los Estados Límite Últimos: $\beta = 3{,}8$. Igual que en el caso de las vigas de cubierta, esta diferencia sería incluso mayor si para la deducción de los modelos probabilistas que representan el estado de incertidumbre correspondiente a la fase de dimensionado de las estructuras (apartado 3.2) se hubieran adoptado unas hipótesis menos conservadoras que las correspondientes al método FORM normalizado.

De la misma manera que en el caso de las vigas de cubierta, al representar los resultados para las vigas de planta en términos de la probabilidad de fallo su variación se dispara. Por ejemplo en el caso de la probabilidad de fallo por flexión, el valor máximo es 82 veces superior al valor mínimo. En consonancia con esta observación, para la probabilidad de fallo por flexión de las 450 vigas de planta se determina un coeficiente de variación del 145,8%. Para la totalidad de los 1350 resultados correspondientes a las vigas de planta, el valor máximo de la probabilidad de fallo es 108 veces superior al valor mínimo y el coeficiente de variación se eleva al 104,3%. Estos valores apuntan a una dispersión algo menor, pero del mismo orden de magnitud que en el caso de las vigas de cubierta, y con valores medios muy similares (Figuras 2 y 3).

- Pilares

Los índices de fiabilidad, β, obtenidos para los pilares de hormigón armado, dimensionados de manera estricta según las reglas de las normas estructurales españolas, alcanzan su nivel máximo para valores del ratio entre las cargas variables y las cargas totales, ν, del orden de 0,3 (Figura 4). Los valores mínimos del índice de fiabilidad se observan para los casos en los que la nieve constituye la acción variable dominante, con valores de ν del orden de 0,6. Tanto el índice de fiabilidad máximo (5,84) como el índice de fiabilidad mínimo (4,29) son sensiblemente superiores a los valores correspondientes obtenidos para las vigas de cubierta y de planta. Consecuentemente, con un valor de 5,24 el índice de fiabilidad medio de la totalidad de los 22320 resultados obtenidos para los pilares analizados también supera ampliamente los valores medio correspondientes a las vigas de cubierta y de planta, respectivamente. Además, conviene destacar que los índices de fiabilidad de todos los pilares son superiores al valor requerido por las normas que lo fijan normalmente en 3,8 para los Estados Límite Últimos. Por otro lado, con un coeficiente de variación del 4,3% la dispersión de los resultados es aparentemente pequeña también en el caso de los pilares.

Los índices de fiabilidad para los pilares superan los obtenidos para las vigas, lo que se traduce en probabilidades de fallo menores. Consecuentemente, por la relación existente entre probabilidad de fallo e índice de fiabilidad [3], la dispersión de los resultados obtenidos para los pilares en términos de su probabilidad de fallo es superior a la dispersión observada para las vigas. Y eso a pesar de que la dispersión de los resultados en términos del índice de fiabilidad sea algo menor para los pilares que para las vigas, tanto de cubierta como de planta. Efectivamente, en el caso de los pilares el valor máximo de la probabilidad de fallo por compresión es 3423 veces superior al valor mínimo. El coeficiente de variación para los 22320 resultados correspondientes a los pilares de hormigón armado es del 308,2%.

4.6.3 Comparaciones

- Resultados del presente estudio

En la Tabla 2 se recapitulan los valores medios, μ_β, y los coeficientes de variación, v_β, del índice de fiabilidad, β, para la totalidad de los resultados obtenidos para las vigas de cubierta, las vigas de planta y los pilares. El valor medio máximo del índice de fiabilidad se obtiene para los pilares. Los valores medios del índice de fiabilidad de las vigas de cubierta y de planta son prácticamente idénticos, pero sensiblemente inferiores al valor correspondiente para los pilares. A efectos de la cuantificación de la diferencia resulta más ilustrativo emplear las probabilidades de fallo. De acuerdo con los resultados reflejados en la Tabla 2, el valor medio de la probabilidad de fallo de los pilares es aproximadamente 110 veces inferior al valor medio de la probabilidad de fallo de las vigas.

Tal y como se ha comentado en el apartado anterior, en términos del índice de fiabilidad, la dispersión de los resultados aparentemente es pequeña, con coeficientes de variación del orden del 6% para las vigas y de algo más del 4% para los pilares. Que estas dispersiones no son despreciables se pone de manifiesto al analizar los coeficientes de variación para los resultados obtenidos en términos de probabilidades de fallo; para las vigas de hormigón armado el coeficiente de variación supera el 100% mientras que en el caso de los pilares incluso supera el 300%. Teniendo en cuenta que las reglas de las normas cuyo nivel de fiabilidad implícito se ha determinado en el marco del presente trabajo no han sido calibradas según métodos consistentes de fiabilidad estructural, la dispersión de los resultados obtenidos no debe sorprender.

Un determinado fractil de la variable β, por ejemplo del 5%, se puede estimar suponiendo que los resultados obtenidos para los índices de fiabilidad de los elementos analizados obedezcan a una distribución normal. De acuerdo con la terminología empleada en la mayoría de las normas estructurales modernas ([3], [17][1)]), este valor equivaldría en cierto modo a un valor característico del índice de fiabilidad, β_k. Con los resultados obtenidos para las vigas de cubierta (apartado 4.6.2), resumidos en la Tabla 2, el fractil del 5% del índice de

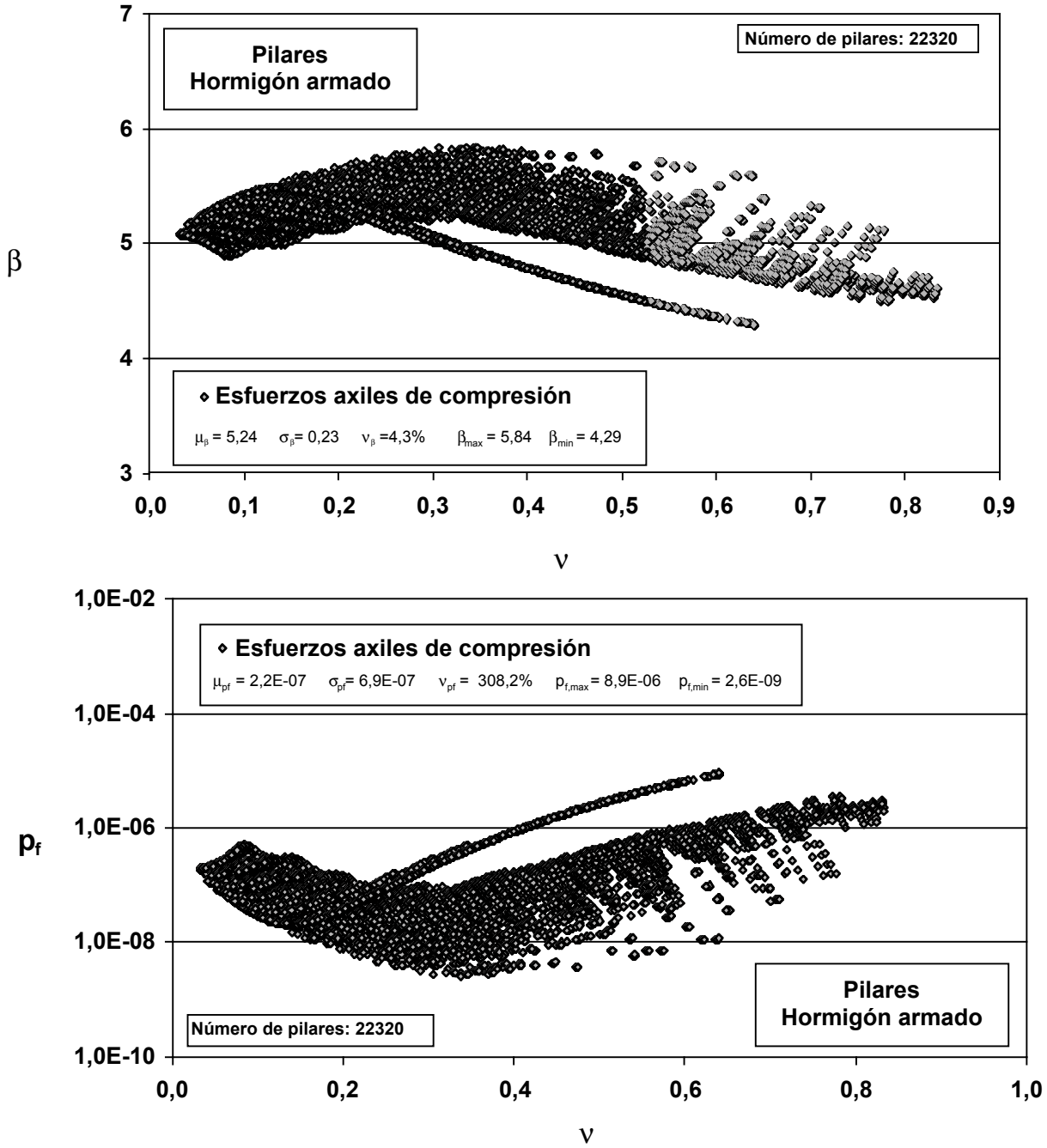


Figura 4. Índice de fiabilidad, β, y probabilidad de fallo, p_f, en función del ratio entre cargas variables y totales, *v*, para los 22320 pilares de hormigón armado analizados (Período de referencia: 50 años).

Tabla 2. Evaluación estadística de los índices de fiabilidad, β, y de las probabilidades de fallo, p_f, de los elementos estructurales dimensionados de manera estricta según la normativa española (Período de referencia: 50 años).
μ_β; v_β; β_k valor medio; coeficiente de variación; valor característico del índice de fiabilidad.
μ_{p_f}; v_{p_f} valor medio; coeficiente de variación de la probabilidad de fallo.

Elementos estructurales	Nº de elementos analizados	Mecanismos de fallo por elemento	Nº de resultados	Índice de fiabilidad			Probabilidad de fallo	
				μ_β	v_β	β_k	μ_{p_f}	v_{p_f}
Vigas de cubierta	240	3	720	4,19	0,062	3,76	$2{,}5\cdot10^{-5}$	1,22
Vigas de planta	450	3	1350	4,18	0,059	3,77	$2{,}4\cdot10^{-5}$	1,04
Pilares	22320	1	22320	5,24	0,043	4,86	$2{,}2\cdot10^{-7}$	3,08

fiabilidad sería del orden de 3,76. Este resultado se puede interpretar en el sentido de que para el 5% de las vigas de cubierta de hormigón armado, dimensionadas de manera estricta según las normas [17][1], [18][1] y [5], el índice de fiabilidad es inferior a 3,76. De manera análoga, se puede estimar que para aproximadamente el 6,7% de las mismas vigas resulta un índice de fiabilidad inferior al valor nominal requerido de 3,8. Para las vigas de planta los resultados son prácticamente idénticos, con un valor característico del índice de fiabilidad de 3,77 y el 6,4% de las vigas dimensionadas de manera estricta que no cumplen el requisito de fiabilidad estructural. Mientras que para las vigas de hormigón armado el valor característico del índice de fiabilidad equivale aproximadamente al valor requerido para un periodo de referencia de 50 años, $\beta = 3{,}8$, para los pilares se sitúa muy por encima de este requisito, con $\beta_k = 4{,}86$. En concordancia con este resultado, el porcentaje de pilares estrictos que no cumplen el requisito de fiabilidad resulta marginal.

- Otros resultados

En el marco de un análisis de posibles modificaciones de los coeficientes parciales en los Eurocódigos, el *Joint Nordic Group for Structural Matters*, dependiente de la agencia encargada de la armonización de los reglamentos de los países nórdicos en el campo de la edificación, NKB, evaluó la fiabilidad de estructuras dimensionadas según las citadas normas (Eurocódigos). El alcance del estudio se limitó a vigas y pilares isostáticos de hormigón armado, acero y madera laminada encolada [25]. De acuerdo con la información disponible, en el caso de los elementos de hormigón armado se dimensionaron, de manera estricta según los Eurocódigos [26], [27], [28] y [15], 6 vigas con una luz constante de 12 m, así como 6 pilares. Según los resultados disponibles, como única acción variable se consideró la carga de nieve, por lo que se debe suponer que se trata, respectivamente de vigas de cubierta y de pilares de la última planta de un edificio. Para los elementos así dimensionados se determinaron los índices de fiabilidad para un período de referencia de un año. En el informe [25] están representados, de manera gráfica pero no numérica, los resultados así obtenidos.

En el estudio nórdico [25] y en el presente trabajo se estima el nivel de fiabilidad requerido implícitamente por dos diferentes conjuntos de normas, los Eurocódigos y las normas españolas para el dimensionado de las estructuras de edificación con elementos de hormigón armado, respectivamente. Tal y como se menciona con anterioridad, el conjunto formado por los borradores de las normas [17][1] para las Bases de Proyecto y [18][1] para las Acciones, así como por la norma [5] para la Resistencia, es compatible con el conjunto de los Eurocódigos correspondientes. No obstante, a pesar de esta compatibilidad no es posible comparar directamente los resultados obtenidos en los dos estudios. A estos efectos es necesario, en primer lugar, referir los índices de fiabilidad de ambos al mismo período de tiempo. Al transformar los índices de fiabilidad obtenidos en el estudio [25] para un período de referencia de un año a un período de 50 años, correspondiente al adoptado en el presente estudio, se pueden comparar los índices de fiabilidad, para el fallo inducido por momentos flectores, de las vigas de hormigón según el estudio nórdico con los índices de fiabilidad obtenidos en el presente estudio para el mismo mecanismo de fallo en las vigas de cubierta (Figura 5).

En el caso de los pilares, la comparación de los dos estudios requiere, además de la transformación de los resultados de [25] a un período de referencia de 50 años, la extracción de la Figura 4 de los resultados correspondientes a los pilares de la última planta de un edificio. Es decir, en concordancia con las hipótesis del estudio nórdico según los datos disponibles, solo se tienen en cuenta los pilares de hormigón armado expuestos a situaciones con la carga de nieve como única acción variable (Figura 6).

A pesar de la selección de resultados equivalentes de los dos estudios, así como de su transformación al mismo período de

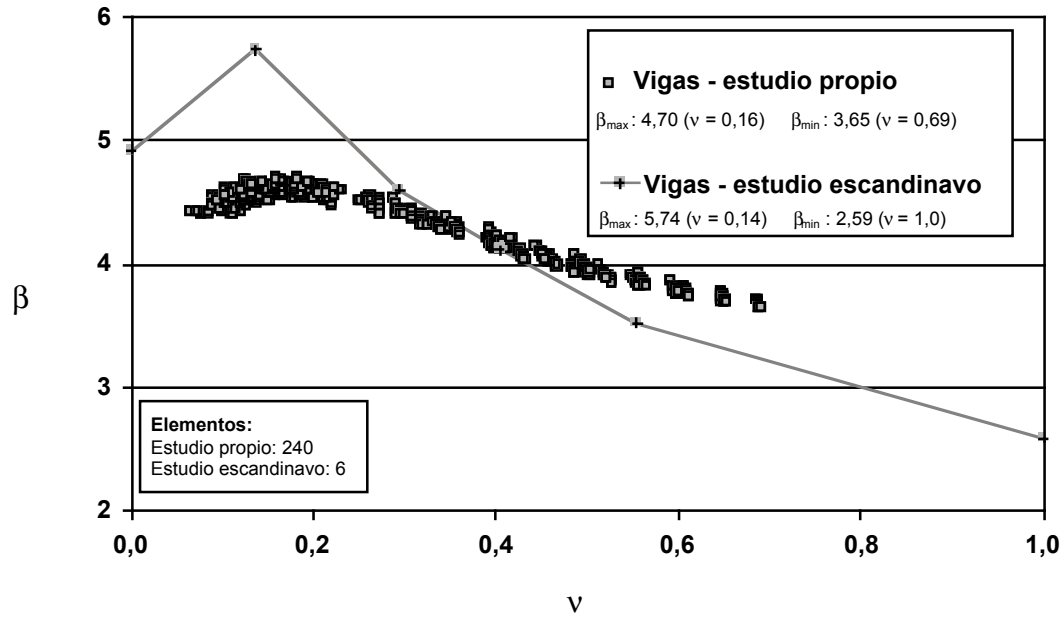


Figura 5. Índice de fiabilidad, β, en función del ratio entre cargas variables y totales, ν, para el mecanismo de fallo por flexión. Comparación de los resultados obtenidos en el presente estudio para 240 vigas de cubierta de hormigón armado con los resultados del estudio [25] (Período de referencia: 50 años).

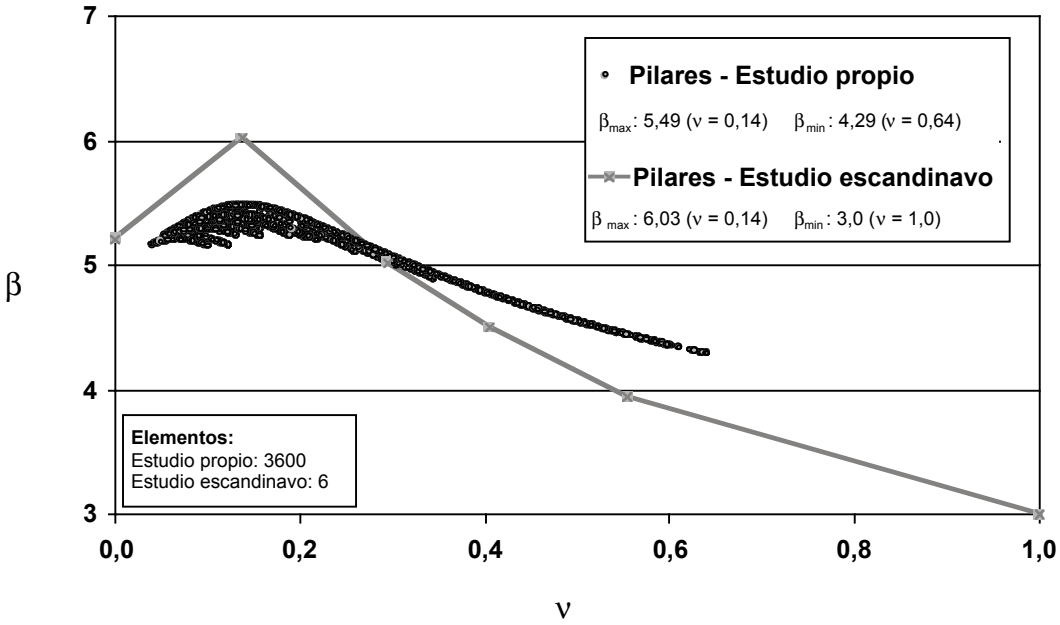


Figura 6. Índice de fiabilidad, β, en función del ratio entre cargas variables y totales, ν, para pilares de hormigón armado expuestos a situaciones con la carga de nieve como única acción variable. Comparación de los 3600 resultados del presente estudio con los resultados del estudio [25] (Período de referencia: 50 años).

referencia, la comparación se debe efectuar con la máxima cautela. Eso por una serie de razones:

- En primer lugar, en el estudio [25] se han empleado modelos probabilistas con funciones de distribución realistas para las diferentes variables. Consecuentemente, estos modelos no cumplen con todos los requisitos que se han establecido para los modelos probabilistas empleados en el presente estudio (apartado 3.1). En particular, al no haberlos deducido según un procedimiento similar al establecido en el apartado 3.2, los modelos probabilistas empleados en el estudio nórdico no representan el estado de incertidumbre asociado a las reglas de los Eurocódigos.

- Al tratarse de modelos realistas, los empleados en el estudio [25] representan las características de las acciones y de las resistencias de los elementos estructurales para su ámbito de aplicación, los países nórdicos. Estos modelos probabilistas no necesariamente son representativos para la situación en otras zonas geográficas, como España, donde pueden existir considerables diferencias en cuanto a las acciones e influencias a las que estén expuestas las estructuras, los métodos de construcción, la calidad de ejecución y los procedimientos para asegurarla, etc.

- De acuerdo con la información disponible, en la determinación de los índices de fiabilidad según el estudio [25], no se han tenido en cuenta las incertidumbres de los modelos para el cálculo de los efectos de las acciones. Eso en contraste con el presente estudio.

- En el estudio [25] se han incluido casos con una relación entre cargas variables y totales de, respectivamente, $\nu = 0$ (situaciones sin acciones variables) y $\nu = 1$ (estructuras sin peso propio ni cargas permanentes). Dado el reducido número de resultados, los índices de fiabilidad obtenidos para estos casos poco realistas pueden distorsionar considerablemente el conjunto de resultados, particularmente su dispersión.

- La deducción de los índices de fiabilidad obtenidos en el estudio nórdico a partir de un gráfico, a efectos de su posterior transformación a un período de referencia de 50 años, constituye una fuente de incertidumbre adicional.

La comparación de los resultados obtenidos en los dos estudios pone de manifiesto, en primer lugar, una cierta similitud en el aspecto de la relación entre índice de fiabilidad, β, y ratio entre cargas variables y totales, ν. Tanto en el caso de las vigas de cubierta (Figura 5) como de los pilares de la última planta (Figura 6), el nivel máximo de fiabilidad se observa para valores de ν del orden de 0,15. La fiabilidad disminuye en la medida en que el ratio ν se aleja de este valor, aunque la reducción sea mayor para los casos en los que la carga de nieve tenga una mayor relevancia (ratio ν creciente). Consecuentemente, debido a que en el estudio nórdico se han analizado casos con $\nu = 1$, los valores mínimos obtenidos para los índices de fiabilidad son considerablemente inferiores a los obtenidos en el presente estudio. Por otro lado, tanto para las vigas de cubierta como para los pilares de la última planta, los índices de fiabilidad máximos obtenidos en el estudio nórdico superan los valores máximos del presente estudio. La dispersión de los resultados es por ello superior en el estudio nórdico, lo que se refleja en los coeficientes de variación para los índices de fiabilidad, v_β, (Tabla 3). Estos coeficientes se habrían reducido considerablemente si en el estudio nórdico solo se hubieran tenido en cuenta casos con ratios ν realistas. A pesar de que la dispersión de los resultados todavía sería mayor, de esta manera los coeficientes de variación serían comparables a los obtenidos en el presente estudio: 7,4% para las vigas de cubierta y 6% para los pilares de última planta.

Para el mecanismo de fallo por flexión de las vigas de cubierta, los valores medio del índice de fiabilidad, μ_β, son prácticamente idénticos en ambos estudios (Tabla 3). Por otro lado, en el caso de los pilares la diferencia entre los valores medio del índice de fiabilidad no es despreciable, con $\mu_\beta = 5{,}12$ obtenido en el presente estudio frente a 4,62 en [25].

Tabla 3. Índices de fiabilidad obtenidos para vigas de cubierta y pilares de última planta. Comparación con el estudio [25] (Período de referencia: 50 años).

Elementos estructurales y Mecanismo de fallo	Estudio propio			Estudio [25]		
	Nº de resultados	μ_β	V_β	Nº de resultados	μ_β	V_β
Vigas de cubierta. Flexión en centro del vano.	240	4,26	0,074	6	4,25	0,26
Pilares de última planta. Compresión centrada.	3600	5,12	0,06	6	4,62	0,23

Debido a la mencionada falta de calibración, según métodos probabilistas, de las reglas de las normas actuales, no se puede esperar que los índices de fiabilidad de los elementos dimensionados de manera estricta según estas normas, se encuentren dentro de unos límites muy estrechos. Si además se tienen en cuenta las importantes diferencias entre campo de aplicación, alcance e hipótesis adoptadas para la realización de los dos estudios, los resultados obtenidos parecen convincentes. Efectivamente, el orden de magnitud del nivel de fiabilidad requerido implícitamente por dos conjuntos de normativas consistentes en sí y compatibles entre ellos, es comparable. Además, en ambos estudios se observa una dependencia similar entre la fiabilidad estructural y las características de las cargas, expresadas a través del ratio entre cargas variables y totales, v.

4.7 Observaciones finales

Los índices de fiabilidad, β, obtenidos para las vigas, tanto de cubierta como de planta, construidas de hormigón armado y dimensionadas de manera estricta según las reglas de las normas estructurales españolas, están afectados por una dispersión que se sitúa dentro de unos límites esperables. Con un valor medio del índice de fiabilidad –referido a todo el periodo de servicio de la estructura– para los dos conjuntos de vigas analizadas de aproximadamente 4,18, el coeficiente de variación se sitúa en un 6%, aproximadamente. Para los pilares de hormigón armado, dimensionados de manera análoga a las vigas, el valor medio del índice de fiabilidad referido a todo el período de servicio, resulta sensiblemente superior ($\mu_\beta = 5{,}24$), mientras que con un coeficiente de variación del 4,3% la dispersión es menor que en el caso de las vigas. Esta última observación parece plausible si se tiene en cuenta que por cada pilar se ha considerado un único mecanismo de fallo, mientras que por cada viga se analizaron tres mecanismos distintos. Tanto para las vigas como para los pilares, el valor medio del índice de fiabilidad es superior al valor requerido por las normas que lo fijan normalmente en 3,8 para los Estados Límite Últimos. Eso se debe a las hipótesis conservadoras adoptadas para fijar los criterios de aceptación en las normas. Por otro lado, la dispersión de los resultados se explica porque las reglas de las normas españolas no han sido calibradas según los métodos de fiabilidad estructural. Se ha estimado que, debido a la citada falta de calibración de los modelos, el índice de fiabilidad de aproximadamente el 6,5% de las vigas dimensionadas de manera estricta según las normas españolas estaría por debajo del valor requerido de 3,8. En el caso de los pilares, la proporción equivalente resulta despreciable.

A pesar de las diferencias observadas en el nivel de fiabilidad correspondiente a los distintos mecanismos de fallo de los elementos analizados que cumplen estrictamente los criterios de seguridad estructural según las normas españolas empleadas, y a pesar de la dispersión de los resultados obtenidos para cada uno de estos mecanismos considerados por separado, los resultados parecen convincentes en el sentido de que demuestran que es posible fijar un nivel de fiabilidad requerido. Además, la comparación con un estudio realizado en el ámbito de los países nórdicos pone de manifiesto que los resultados obtenidos en ambos trabajos de investigación son comparables, lo que incrementa la confianza en los análisis efectuados.

Independientemente de esta conclusión optimista, la dispersión de los resultados obtenidos no es despreciable. Eso se pone de manifiesto al representar los resultados en términos de la probabilidad de fallo en lugar del índice de fiabilidad. A título de ejemplo, para la totalidad de los 24390 resultados obtenidos en el presente estudio se comparan los valores máximo ($p_{f,\max} = 1{,}6 \cdot 10^{-4}$) y mínimo ($p_{f,\min} = 2{,}6 \cdot 10^{-9}$) de la probabilidad de fallo. La primera, correspondiente a la rotura por tracción en el alma de una viga de cubierta, es aproximadamente 61500 veces superior a la segunda que se ha observado para el fallo por compresión de un pilar.

Teniendo en cuenta que todos los elementos analizados, incluidos los dos para los que se han obtenido los valores extremos arriba mencionados, cumplen estrictamente los criterios de seguridad estructural de acuerdo con el conjunto de normas empleadas en su dimensionado, las importantes dispersiones observadas ponen claramente de manifiesto las consecuencias de la falta de calibración de las reglas de estas normas. Por este motivo, los resultados obtenidos en un análisis de fiabilidad estructural requieren una interpretación extremadamente cautelosa, particularmente porque los resultados son muy sensibles a un cambio de las hipótesis de partida. Así, la definición de un criterio de aceptación de una solución en términos de un nivel de fiabilidad requerido para las estructuras, basada en la fiabilidad implícita en un conjunto consistente de normas, no se puede disociar de las hipótesis adoptadas para la determinación de esta fiabilidad, particularmente en cuanto a los modelos probabilistas para las diferentes variables.

5. CONCLUSIONES

En la actualidad no existen modelos sencillos, de aplicación directa, que permitan justificar que los riesgos inherentes a

una determinada solución estructural están por debajo del umbral de los riesgos aceptables. La presente contribución resume los estudios previos realizados con el fin de poder cerrar, en un futuro, esta laguna. A estos efectos se han identificado los siguientes objetivos:

– Desarrollar modelos probabilistas para las acciones y para la resistencia de los elementos estructurales que representen el estado de incertidumbre inherente a las reglas de las normas en vigor y que puedan ser empleados en un análisis de riesgo explícito.

– Proponer un procedimiento para la determinación del nivel de fiabilidad requerido de las estructuras. Aplicar este procedimiento a un conjunto representativo de elementos estructurales.

Mientras que el desarrollo conceptual y teórico para la deducción de los modelos probabilistas y de la fiabilidad estructural requerida es independiente del material constitutivo de las estructuras, los desarrollos prácticos y numéricos se limitan, en el marco del presente trabajo, a los elementos de hormigón armado en estructuras de edificación.

Para los elementos estructurales de hormigón armado analizados se ha demostrado que es posible desarrollar unos modelos probabilistas sencillos que reflejen adecuadamente el estado de incertidumbre correspondiente a la fase de dimensionado de las estructuras. Utilizando estos modelos, se ha demostrado que es posible fijar con suficiente precisión un nivel de fiabilidad requerido de las estructuras, con lo cual también se ha alcanzado el segundo de los dos objetivos identificados para el presente trabajo. A estos efectos, los análisis se han basado en el siguiente axioma: *Una estructura correctamente dimensionada y construida según un conjunto consistente de normas que estén en vigor en un determinado momento, se considera fiable en este momento y en el marco de estas normas*. De acuerdo con este axioma se han dimensionado, de manera estricta según las normas aplicadas, una serie de elementos estructurales representativos para los que, a continuación, se ha determinado su fiabilidad. La evaluación de los resultados así obtenidos ha permitido deducir el nivel de fiabilidad del conjunto de los elementos analizados. Según el axioma arriba mencionado, este nivel de fiabilidad se puede interpretar como el nivel de fiabilidad requerido implícitamente por las normas empleadas.

La dispersión observada en la fiabilidad requerida implícitamente por las normas pone de manifiesto la necesidad de calibrar las reglas de dimensionado estructural. En el mismo contexto conviene recordar que los requisitos que se establezcan para las estructuras, en términos de un nivel mínimo de fiabilidad, están asociadas a las hipótesis adoptadas en su determinación. Concretamente, estos requisitos están asociados a los modelos probabilistas empleados para las variables que reflejen el estado de incertidumbre correspondiente a la fase de dimensionado.

A pesar de estas observaciones, los resultados obtenidos en el presente estudio son convincentes y permiten afirmar que la aplicación directa de los métodos de análisis de riesgo al proyecto de las estructuras resulta técnicamente viable. Algunos aspectos sobre la implementación práctica de estos métodos se encuentran en [14]. Las principales ventajas de un enfoque explícito para los análisis cualitativos y cuantitativos de los riesgos asociados con las estructuras, por el que se aboga en el presente trabajo, que están resumidos en [29], son las siguientes:

– La realización sistemática de un análisis cualitativo de los riesgos con el fin de identificar los propios riesgos y sus escenarios específicos para cada caso contribuye a la detección de todos aquéllos objetivamente conocidos. De esta manera, se pueden reducir los riesgos residuales que dependen significativamente de los errores humanos.

– Los resultados de un análisis cuantitativo de los riesgos, efectuado para un conjunto de estructuras representativas, se pueden utilizar para establecer una base racional para la adopción de decisiones en relación con la fiabilidad requerida de las estructuras. Los criterios de decisión se pueden expresar, por ejemplo, en términos de la probabilidad de fallo admisible en función de las consecuencias esperadas en caso de producirse el colapso.

– Modelos consistentes para la utilización en un análisis implícito de la seguridad estructural se pueden calibrar sobre la base de los mencionados criterios racionales relativos a la fiabilidad requerida de las estructuras. Por ejemplo, a efectos de las verificaciones mediante el formato de los coeficientes parciales, se pueden calibrar diferentes conjuntos de coeficientes parciales, en función de las consecuencias esperadas de un posible colapso estructural.

– La disponibilidad de criterios racionales relativos a la fiabilidad requerida de las estructuras también facilita la evaluación de las estructuras existentes. De esta manera, las decisiones relacionadas con la seguridad de estas estructuras para las condiciones actuales y futuras de uso tendrán una base racional.

– La aplicación de los métodos de análisis de riesgo conlleva una representación transparente de las prestaciones de una estructura que, según la práctica habitual, normalmente se desconocen. Una representación transparente de estas prestaciones facilita la comunicación entre los especialistas y el público. Esta comunicación es importante ya que en muchos casos los especialistas sólo participan en la definición de las bases para la adopción de las decisiones, por ejemplo sobre el nivel de fiabilidad a alcanzar y los costes asociados, mientras que las decisiones están siendo adoptadas por personas no especializadas [2].

AGRADECIMIENTOS

El trabajo presentado ha sido desarrollado en el marco del Proyecto de Investigación FOM-741, con el apoyo económico del Ministerio de Fomento. También han colaborado en el Proyecto los ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Ángel Arteaga y Ramón Montis, la licenciada en derecho Elena Jiménez Losada y el matemático Andrés Jiménez.

REFERENCIAS

[1] TANNER, P. y MORÁN, F. "Los riesgos en los edificios". DIARIO 16, Madrid, 13 de abril 2001.

[2] CIB Publication 259. *Risk assessment and risk communication in civil engineering.* Editors: VROUWENVELDER, T., HOLICKY, M., TANNER, P., LOVEGROVE, R. and CANISIUS, G. International Council for Research and Innovation in Building and Construction, CIB nº 259, Rotterdam, 2001. ISBN 90-6363-026-3, 62 pages.

[3] EN 1990:2002. *Eurocode - Basis of structural design.* European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 2002.

[4] IAP. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Ministerio de Fomento, Madrid, 1998. ISBN 84-498-0348-9.

[5] EHE. *Instrucción de Hormigón Estructural.* Ministerio de Fomento, Madrid, 1998. ISBN 84-498-0390-X.

[6] RPM-95. *Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Metálicos para Carreteras*. Ministerio de Fomento, Madrid, 1996. ISBN 84-498-0223-7.

[7] RPX-95. *Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Mixtos para Carreteras*. Ministerio de Fomento, Madrid, 1996. ISBN 84-498-0223-8.

[8] NBE-AE-88. *Norma Básica de la Edificación - Acciones en la Edificación*. Ministerio de Obras Públicas, Madrid, 1988.

[9] NBE-EA-95. *Norma Básica de la Edificación - Estructuras de Acero en Edificación*. Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente, Madrid, 1995.

[10] *Handbuch I zur Störfallverordnung (StFV)*. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), Bern, 1991.

[11] *Handbuch III zur Störfallverordnung (StFV)*. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), Bern, 1991.

[12] AS/NZS 4360:1999. *Risk management*. Australian / New Zealand Standard, 1999. ISBN 0 7337 2647 X.

[13] RACKWITZ, R. and STREICHER, H. "Optimization and target reliabilities". In: Workshop on reliability based code calibration. JCSS, Joint Committee on Structural Safety, Zürich, 2002. http://www.jcss.ethz.ch.

[14] TANNER, P. "Safety and reliability in structural engineering. Implicit vs. explicit approaches". In: Concrete Solutions 2006, 2nd International Conference on Concrete Repair, St Malo, June 2006. ISBN 1-86081-915-X. pp. 767 - 774.

[15] ENV 1992-1-1. *Design of concrete structures - General rules and rules for buildings.* European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 1991.

[16] JCSS. *Probabilistic Model Code*. Joint Committee on Structural Safety. 2001.

[17] CTE DB SE (Borrador). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico: Seguridad Estructural.* Ministerio de Fomento, Madrid, Noviembre 2003.

[18] CTE DB SE-AE (Borrador). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico: Acciones en la Edificación.* Ministerio de Fomento, Madrid, Noviembre 2003.

[19] TANNER, P. y LARA, C. "Simplones y conservadores. Modelos semiprobabilistas para la evaluación de estructuras existentes de hormigón". En: III Congreso de ACHE, Comunicaciones, vol. 3, Madrid, 2005. ISBN 84-89670-53-6.

[20] TANNER, P. "Structural behaviour and code calibration. Composite bridges". In: Workshop on reliability based code calibration. JCSS, Joint Committee on Structural Safety, Zürich, 2002. http://www.jcss.ethz.ch.

[21] BAILEY, S.F. *Basic principles and load models for the structural safety evaluation of existing road bridges*. Thesis nº 1467, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, 1996.

[22] ISO 2394 : 1998. *General principles on realiability for structures*. International Organization for Standardization, Geneva, 1998.

[23] VaP 2.0. *Variables Processor - User Manual*. PSP, Feldkirchen (Austria), 2004.

[24] HASOFER, A.M. and LIND, N.C. "Exact and invariant second moment code format". Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 100, 1974, pp. 111-121.

[25] SAKO Joint Nordic Group for Structural Matters. *Basis of Desing of Structures - Proposals for Modification of Partial Safety Factors in Eurocodes.* Nordic Committee on Building Regulations, NKB, and Nordic Standardization in the Construction Field, INSTA-B. NKB Committee and Work Reports 1999:01 E. Oslo, 1999. ISBN 91-7147-547-8.

[26] ENV 1991-1. *Basis of design and actions on structures - Part 1: Basis of design*. European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 1994.

[27] ENV 1991-2-1. *Basis of design and actions on structures - Part 2 - 1: Actions on structures, densities, self - weight and imposed loads on buildings.* European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 1995.

[28] ENV 1991-2-3. *Basis of design and actions on structures - Part 2 - 3: Snow loads*. European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 1995.

[29] TANNER, P. "La adopción de decisiones en ingeniería. Un proceso no tan racional". En: III Congreso de ACHE, Comunicaciones, vol. 3, Madrid, 2005. ISBN 84-89670-53-6.

Evolución de la distribución de cargas entre puntales y forjados durante la construcción

Evolution of load distributions between shores and slabs during construction

Mikel Azkune
Ingeniero Industrial
Tecnun (Universidad de Navarra)

Iñigo Puente
Doctor Ingeniero Industrial
Tecnun (Universidad de Navarra)

RESUMEN

El objetivo de este trabajo se ha centrado en estudiar la distribución de cargas entre puntales y forjados durante la construcción de un edificio de hormigón de varias plantas. Para ello se han colocado puntales instrumentados mediante bandas extensométricas en dos obras distintas. Por otra parte, uno de los edificios estudiados ha sido modelado empleando el método propuesto por INTEMAC y un método 2D basado en cálculo matricial. De esta manera, se ha establecido una comparación entre resultados teóricos y experimentales para evaluar la precisión de los métodos teóricos mencionados. Por último, a partir de las mediciones en obra también se han analizado otros factores como la influencia de la posición ocupada por el puntal dentro del módulo de hormigón, las sobrecargas originadas durante el hormigonado del forjado o la redistribución de cargas durante el periodo de tiempo que transcurre entre la ejecución de dos operaciones de construcción consecutivas.

SUMMARY

The purpose of this work is to study shore and slab load distributions during the construction of high-rise reinforced concrete structures. Shores instrumented with strain gages have been placed on-site. In addition, one of the studied structures has been modelled using the method proposed by INTEMAC and a 2D matrix method. Their accuracy is checked by comparing the theoretical results with corresponding experimental data. Finally, other factors such as the influence of shore relative position into the concrete module, the overloads during the concrete pouring and the redistribution of loads during the time period between consecutive construction operations are also analyzed from on-site measurements.

1. INTRODUCCIÓN

Los edificios de hormigón de varias plantas se construyen con un elevado ritmo de construcción que hace que un forjado todavía no tenga resistencia suficiente para soportar el superior cuando éste se ejecuta. En consecuencia, se procede al cimbrado simultáneo de varias plantas para que el peso del forjado recién ejecutado se pueda distribuir entre varios ya parcialmente endurecidos.

Por otro lado, tampoco resulta conveniente tener apuntalados un número elevado de forjados. Por ejemplo, mantener siempre los forjados apuntalados hasta el terreno subiría considerablemente el coste de la obra, ya que el número de puntales y cimbras necesarios sería excesivo. Además, este procedimiento provocaría grandes solicitaciones en los puntales ubicados en las plantas inferiores, pudiéndose alcanzar incluso las cargas de agotamiento de los mismos.

Por ello, cuando se considera que el forjado inferior ya es suficientemente resistente, se procede a su descimbrado. De esta manera, los puntales liberados pueden ser utilizados en la ejecución de plantas superiores. Esto hace que, además de

reducirse el número de puntales necesarios, se puedan iniciar los trabajos de albañilería, lo cual ayuda a acortar los plazos de obra y, en consecuencia, a reducir su coste.

Sin embargo, este afán por construir tan rápido contrasta con otro factor de vital importancia: la seguridad. Un procedimiento cíclico excesivamente rápido podría conducir a un descimbrado prematuro, originando que las losas se encontraran sometidas a solicitaciones mayores que sus capacidades resistentes. Esta circunstancia podría provocar el colapso de la estructura. De hecho, es en esta fase de construcción donde han ocurrido un mayor porcentaje de fallos estructurales.

Un conocimiento detallado de la transmisión de cargas entre losas y puntales podría haber ayudado a evitar algunos de los accidentes ocurridos. La normativa española no propone ningún método para el cálculo de cargas durante el proceso constructivo. En este sentido, INTEMAC es la única entidad española que recomienda un método para el cálculo de la transmisión de cargas durante el proceso constructivo. El método INTEMAC, descrito en el trabajo de Calavera [1], se basa en el método simplificado propuesto por Grundy y Kabaila [2].

Generalmente, en construcciones típicas destinadas a viviendas la definición del ciclo constructivo depende de los conocimientos y la experiencia de la dirección facultativa de la obra. En estos casos, la elección de algunas características importantes de la obra, como pueden ser el tipo de puntal empleado, el número de plantas apuntaladas o el tiempo de descimbrado, se basa en unos cálculos muy elementales.

En el presente proyecto de investigación se han efectuado mediciones en obra. El objetivo de estas mediciones consiste en ver cómo se distribuyen realmente las cargas entre puntales y forjados durante todo el proceso constructivo. Las medidas registradas in-situ también servirán para ver si los distintos métodos teóricos de cálculo desarrollados son adecuados o no. Por último, los resultados experimentales permitirán deducir cuáles son los factores que influyen significativamente en la evolución de esta distribución de cargas.

Este trabajo ha sido financiado por el Ministerio de Fomento (Proyecto 80003/A04), el Gobierno Vasco (Proyecto UE-2005-1) y la empresa ULMA Construcción, S.A. Mediante estas líneas se quiere mostrar un agradecimiento especial a la propia empresa ULMA Construcción, S.A. por su apoyo y colaboración en la investigación. Por último, también se quiere agradecer a las empresas Construcciones Imaz y Construcciones Antzibar por las facilidades concedidas durante las mediciones en obra. Las opiniones expresadas en este trabajo pertenecen exclusivamente a los autores del trabajo y no reflejan necesariamente los puntos de vista de las entidades colaboradoras.

1.1. Descripción de las obras estudiadas

Las mediciones se han llevado a cabo en dos obras distintas. La primera campaña de mediciones fue la más extensa, la cual se efectuó durante la construcción del edificio PlayaGaztetape ubicado en la localidad costera de Getaria (Guipúzcoa). La estructura tiene un total de 7 plantas de viviendas y 4 niveles de aparcamientos bajo el suelo. La altura entre plantas es de 2'65m en el caso de las plantas de sótano, y de 2'90m en el caso de las viviendas. En todos los niveles, el forjado está formado por una losa maciza de 25cm de canto. Los forjados de las plantas destinadas a viviendas están divididos en 8 pastillas o dameros de análogas dimensiones. La resistencia característica del hormigón empleado es de 25MPa.

La segunda obra se encuentra situada en la localidad de Azkoitia (Guipúzcoa). En este caso, se trata de un edificio de 4 plantas destinado a viviendas. La altura de las plantas es de 2'75m excepto para la planta baja, donde la altura es de 3'75m. El forjado es una losa maciza de 25cm en el caso de la planta baja y de 27cm en el resto de los casos. La resistencia característica del hormigón empleado es de 25MPa.

En ambos casos, para el encofrado del forjado se empleó el sistema RAPID diseñado por ULMA. Por el contrario, el tipo de puntal empleado para el apeo de forjados no fue el mismo: en Getaria se empleó el Puntal Normal 1'75-3'10 de ULMA, mientras que en Azkoitia se utilizó el Puntal Fuerte 2'35-4 en el caso de la planta baja y el Puntal Normal 2'10-3'50 en el resto de los casos.

2. SISTEMA DE MEDICIONES

Para realizar las mediciones en obra se han empleado puntales instrumentados con bandas extensométricas. Se han empleado 4 bandas extensométricas en puente de Wheatstone por puntal: dos activas en ramas opuestas que eliminan la influencia de la deformación por flexión, y las otras dos para la compensación de la temperatura. Se han protegido las bandas mecánicamente y ante la humedad.

Del puente instalado en cada puntal cuelga un cable con un conector que permite la toma de mediciones. La lectura de datos se realiza conectando cada puntal a un acondicionador



Figura 1. Puntales instrumentados colocados en obra.

de bandas portátil. En la Figura1 se puede observar una imagen de algunos puntales instrumentados colocados en obra.

Antes de la puesta en obra, se ha medido en laboratorio la relación entre la carga transmitida y la microdeformación para cada puntal instrumentado. Al ser los puntales de acero, se ha supuesto que esta relación entre carga y microdeformación es lineal. Durante el ensayo de calibración se han obtenido por puntal 8 puntos de la curva. El error cuadrático medio entre los valores reales y la aproximación lineal se ha situado por debajo del 0'2% en todos los ensayos.

También se han realizado ensayos para comprobar la compensación térmica en cada puntal. Para ello, se ha registrado durante 2 días la señal proporcionada por los puntales descargados. Una señal constante en todo momento indicaría que la compensación es perfecta. Las variaciones en la señal muestran el error cometido en la compensación. Se han descartado los puntales en los cuales el error observado superaba el 5% de la carga máxima esperada (75kg para 1500kg).

Por último, el sistema de mediciones descrito fue validado antes de iniciar las mediciones. Para ello, se colocaron en obra cuatro puntales instrumentados sobre células de carga. La dispersión entre los valores medidos por el sistema de bandas y los proporcionados por las células de carga resultó menor que un 8%.

2.1. Mediciones en obra

Las mediciones en obra han tenido como objetivo el estudio de las cargas transmitidas por los puntales desde que son puestos en obra hasta que son retirados. Estas mediciones permitirán conocer cuáles son las solicitaciones máximas que deberán soportar los puntales y forjados durante el proceso constructivo. Por lo tanto, se pretende que este trabajo sirva como apoyo para el diseño de ciclos constructivos y también para la comprensión de posibles inconvenientes que pudiesen surgir durante el proceso.

El primer objetivo de las mediciones en obra ha consistido en ver cómo se reparten los pesos propios entre los forjados apuntalados tras las sucesivas operaciones de construcción. Para medir la influencia de algunos parámetros de la obra, como pueden ser las dimensiones de la estructura de hormigón o la disposición de los puntales que forman el apeo, se ha considerado necesario tener un número elevado de puntales instrumentados por planta.

Por ello, se han colocado puntales instrumentados en los Niveles +1 y +2 de la obra de Getaria, teniéndose un total de 32 puntales instrumentados por planta. Todos estos puntales se ubicaron en el mismo damero, dentro de un módulo formado por 5 pilares. En la Figura 2 se muestra la vista en planta de la distribución de los puntales instrumentados dentro del damero estudiado.

En nuevas mediciones, también se han analizado otros factores que puedan influir sobre la evolución de la distribución de cargas. En este sentido, se han registrado las sobrecargas de hormigonado en puntales ubicados debajo del forjado en ejecución. Por último, para completar el trabajo se ha estudiado la influencia del curado de la losa sobre las cargas en puntales, efectuándose mediciones periódicas durante el tiempo que transcurre entre la ejecución de sucesivos pasos de construcción.

Para ello, además de las mediciones en Getaria, se han colocado 3 puntales instrumentados en la planta baja de la obra de Azkoitia. En la Figura 3 se incluye el esquema de la zona en la que se ubicaron estos puntales.

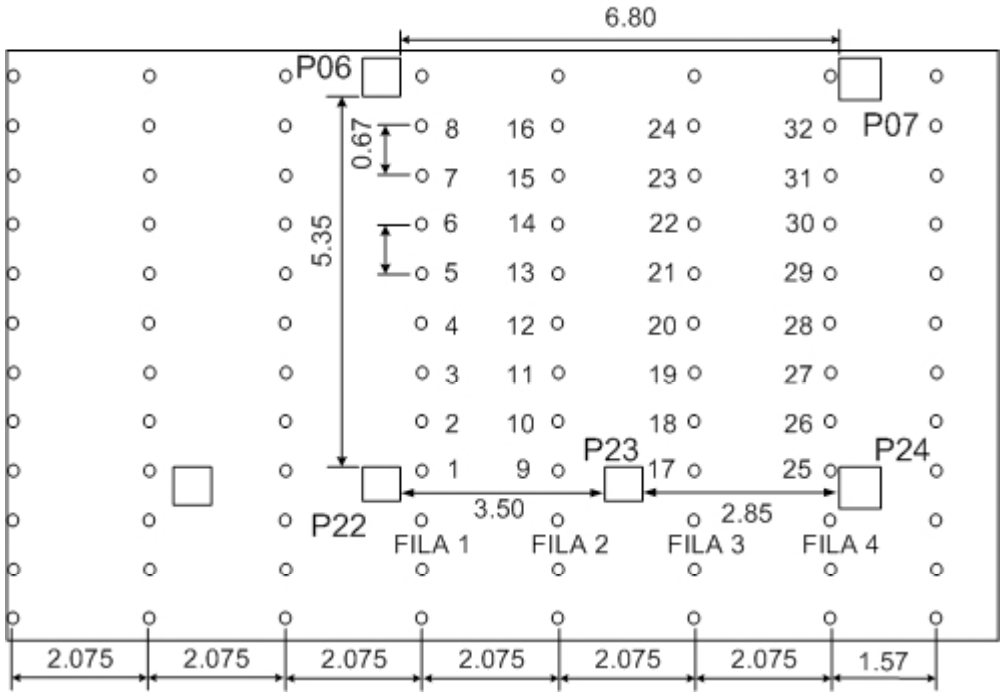


Figura 2. Vista en planta del damero de mediciones en Getaria (cotas en m).

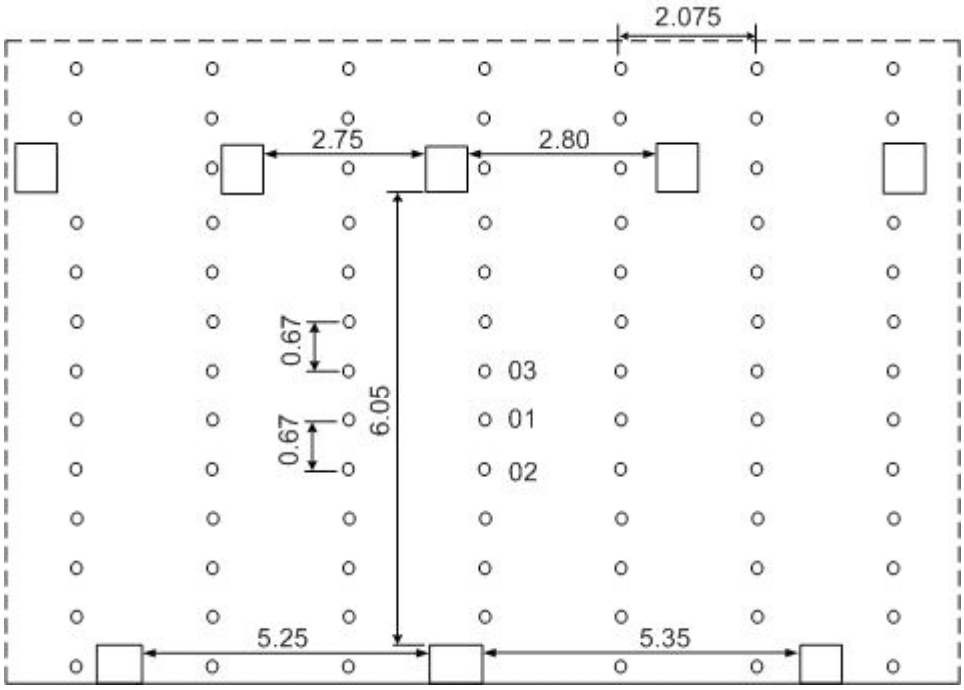


Figura 3. Vista en planta de la zona de mediciones en Azkoitia (cotas en m).

3. TRANSMISIÓN DE CARGAS ENTRE FORJADOS Y PUNTALES

En este apartado se quieren estudiar las variaciones que se originan en la distribución de cargas entre los forjados apuntalados cada vez que se ejecuta una operación. Es decir, cómo se reparte por ejemplo el peso propio correspondiente a una losa recién hormigonada entre el resto de forjados apuntalados. Este análisis se ha basado en la extensa campaña de mediciones efectuada en Getaria.

Para poder determinar las cargas reales provocadas por cualquier paso constructivo, se han tomado mediciones antes y después de ejecutarlo. A continuación se resumen los pasos de construcción en que han influido durante la puesta en obra de los puntales instrumentados:

- Paso 0: Hormigonado de la Planta Baja (24/04)
- Paso 1: Hormigonado de la Planta 1 (06/05)
- Paso 2: Hormigonado de la Planta 2 (13/05)
- Paso 3: Descimbrado de la Planta Baja (19/05)
- Paso 4: Hormigonado de la Planta 3 (20/05)
- Paso 5: Hormigonado de la Planta 4 (26/05)
- Paso 6: Hormigonado de la Planta 5 (01/06)
- Paso 7: Hormigonado de la Planta 6 (07/06)
- Paso 8: Descimbrado de la Planta 1 (10/06)

La construcción del edificio se continuó con el descimbrado de las sucesivas plantas y se culminó con la ejecución de la cubierta.

En la Figura 4 se muestran los valores de las cargas registradas en cada planta durante las mediciones.

La situación más crítica para los puntales se ha dado cuando han tenido que transmitir 1'29 veces el peso propio correspondiente a su área tributaria. Este coeficiente suele ser mayor cuanto más niveles se tengan apuntalados simultáneamente. Sin embargo, en este caso, a pesar de haberse apuntalado hasta 6 plantas simultáneamente, el coeficiente de carga máximo obtenido no ha sido muy grande. Además, este valor máximo se alcanzó antes del descimbrado de la planta baja, y no al tener 6 plantas apuntaladas.

El motivo por el cual la carga máxima en puntales no ha sido muy elevada puede deberse a no tener la estructura apuntalada hasta el suelo. De hecho, aplicando el modelo INTEMAC a una estructura cualquiera de hormigón se obtiene que las solicitaciones máximas se dan en los puntales apoyados sobre el suelo, antes de que se proceda a su descimbrado. A modo de comparación, en resultados experimentales presentados por Puente et al. [3] y Moragues et al. [4] con la estructura apuntalada hasta el suelo se alcanzaron, en los puntales del nivel inferior, coeficientes de carga de hasta 1'69 y 1'53 respectivamente. Como se puede ver, los coeficientes máximos registrados fueron netamente superiores, a pesar de no tener tantas plantas apuntaladas simultáneamente.

Como ya se ha mencionado, INTEMAC propone un sencillo método de cálculo cuyas hipótesis más significativas son las siguientes:

1. Los puntales son infinitamente rígidos en comparación con la flexibilidad de los forjados.

2. Todos los forjados, a pesar de que sus edades son muy diferentes, tienen la misma rigidez.

3. El suelo donde se apoya la primera cimbra es infinitamente rígido.

En un ciclo constructivo típico de un edificio de hormigón de varias plantas, existen dos tipos de operaciones que afectan a las solicitaciones a las que se ven sometidos los forjados de hormigón. Atendiendo a las hipótesis asumidas por el modelo propuesto por INTEMAC, a continuación se van a mostrar las ecuaciones que rigen el cálculo de cargas correspondiente a cada tipo de operación.

- *Hormigonado de una nueva planta*. Si hay n plantas cimbradas, el peso propio q (kg/m^2) de la planta recién hormigonada se distribuye equitativamente entre los n forjados inferiores apuntalados, correspondiendo a cada uno:

$$\frac{q}{n}\ kg/m^2$$

- *Descimbrado de la planta inferior*. Si hay n plantas cimbradas, al descimbrar la inferior, la diferencia entre la carga total q_1 que resistía y su peso propio q se distribuye entre los n forjados superiores, correspondiendo a cada uno:

$$\frac{q_1 - q}{n}\ kg/m^2$$

En la Figura5 se muestra la distribución de cargas correspondiente a cada operación para un ejemplo típico de 3 plantas apuntaladas.

Se ha aplicado este método sobre la estructura real. Se han calculado las distribuciones de cargas resultantes tras cada uno de los 8 pasos constructivos ejecutados según los criterios que se han descrito.

En los últimos años se han propuesto nuevos métodos teóricos que modelizan la estructura de una forma más realista. La mayoría de ellos están basados en el cálculo matricial. Por ejemplo, el método EFM desarrollado por Stivaros y Halvorsen [5], que consiste en modelar la estructura median-

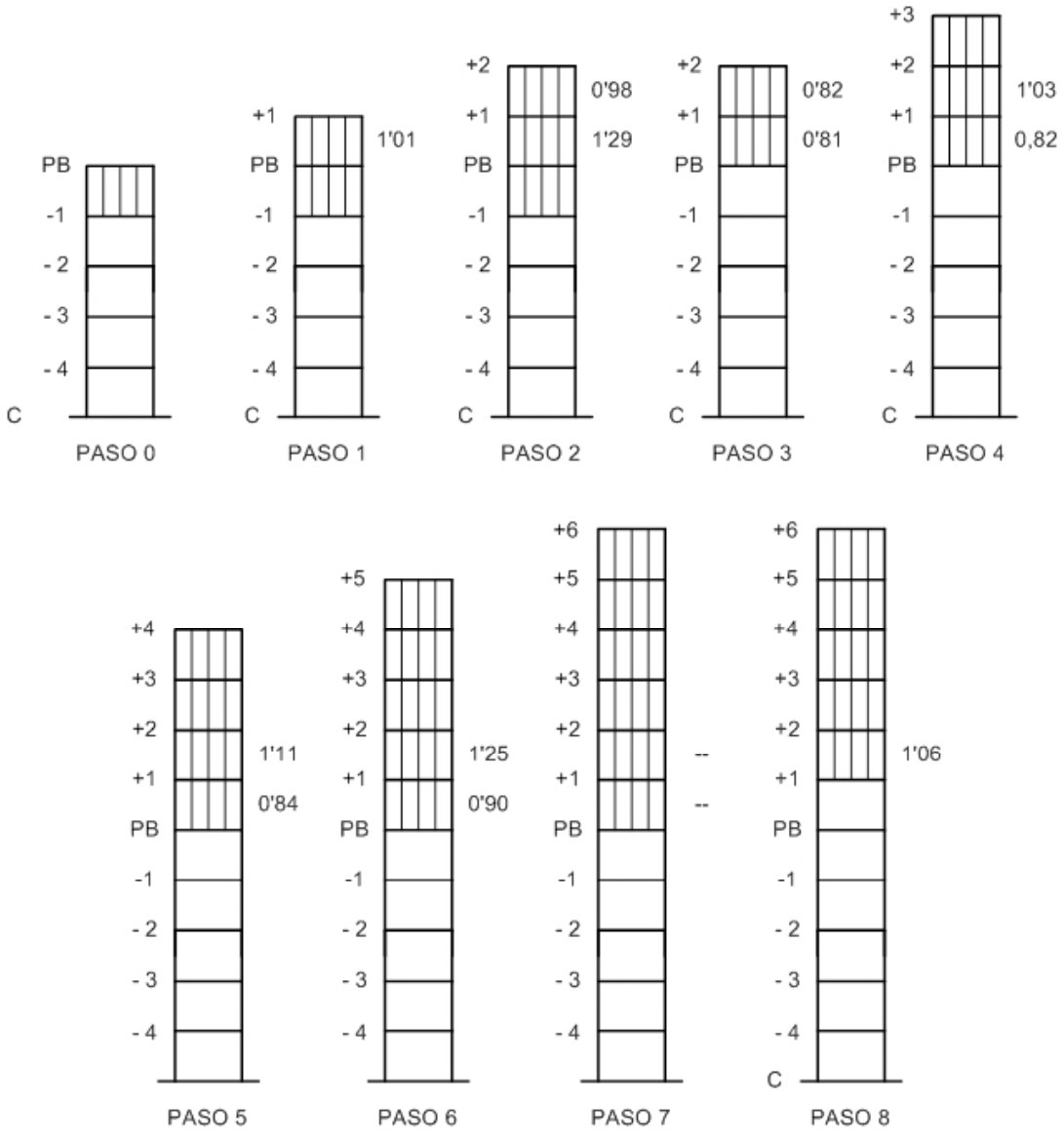


Figura 4. Resultados experimentales de la transmisión de cargas entre puntales y forjados.

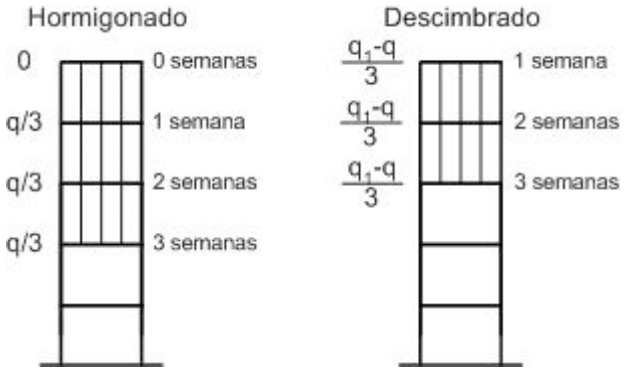


Figura 5. Operaciones de hormigonado y descimbrado según el método INTEMAC.

te un pórtico 2D equivalente. Los mismos Stivaros y Halvorsen [6] evaluaron la precisión de su modelo comparándolo con mediciones en obra. Los autores concluyeron que los resultados del EFM son aceptables frente a los obtenidos con otros análisis más laboriosos basados en elementos finitos, como el método refinado de Liu et al. [7].

Las principales diferencias del EFM respecto al modelo propuesto por INTEMAC son las siguientes:

1. Los puntales no son infinitamente rígidos, sino que tienen una rigidez axial finita.

2. El comportamiento de los forjados es elástico, siendo su rigidez dependiente del tiempo.

3. Las columnas se modelizan como elementos longitudinales empotrados al forjado. La cimentación se considera infinitamente rígida.

Teniendo en cuenta estas suposiciones, el modelo de la estructura consiste en un pórtico 2D equivalente compuesto por puntales, losas y columnas. En la estructura real estudiada se ha modelado el pórtico compuesto por los pilares P06 y P22, y se ha considerado que los puntales ubicados en la Fila 1 se encuentran dentro del plano formado por estos dos pilares. En el pórtico, los pilares y las losas son elementos estructurales tipo viga, mientras que los puntales son elementos biarticulados tipo barra.

En la Tabla 1 se muestra una comparación entre los resultados obtenidos con los dos modelos teóricos considerados y los registrados experimentalmente en obra. A partir de esta tabla se puede concluir que el método propuesto por INTEMAC no es adecuado para la obra estudiada. Debido principalmente a la hipótesis de puntales infinitamente rígidos, los valores teóricos se han desviado considerablemente de los resultados experimentales. Al hormigonar una nueva planta, el modelo simplificado ha sobreestimado las cargas recibidas por los puntales ubicados en niveles inferiores. Por el contrario, al descimbrar el forjado inferior, el modelo simplificado ha supuesto que los puntales ubicados en plantas superiores se descargan mucho más que en la realidad. En consecuencia, en el caso estudiado, el método simplificado no ha calculado correctamente el comportamiento o la tendencia que sigue la distribución de cargas entre forjados apuntalados

El cálculo matricial, por el contrario, ha obtenido unos resultados mucho más cercanos a las mediciones en obra. En este caso, el modelo teórico predice mucho mejor el compor-

Tabla 1: Comparación entre valores teóricos y mediciones reales

Paso	Planta	INTEMAC	Matricial	Medida en obra
1	1	1,00	1,00	1,01
2	2	1,00	1,00	0,98
	1	1,67	1,18	1,29
3	2	0,39	0,96	0,82
	1	0,45	0,98	0,81
4	2	1,06	1,14	1,03
	1	0,79	1,01	0,82
5	2	1,56	1,17	1,11
	1	1,04	1,02	0,84
6	2	1,96	1,18	1,25
	1	1,24	1,02	0,90
7	2	2,28	1,18	—
	1	1,39	1,02	—
8	2	1,13	1,03	1,06

tamiento de la estructura real. Tanto en los resultados teóricos como en la realidad se ha observado que las cargas transmitidas por puntales de una planta varían generalmente en menos que un 10% cuando se hormigonan forjados ubicados dos o más niveles por encima. En cambio, al suponer un reparto de cargas equitativo entre forjados apuntalados, no sucede lo mismo con la aplicación del método propuesto por INTEMAC.

En los trabajos realizados por Puente et al. [3] y Moragues et al. [4] los puntales del nivel inferior se vieron mucho más influenciados por el hormigonado del forjado ubicado dos niveles por encima. Esto pudo ocurrir debido a que la estructura se encontraba apuntalada hasta el suelo en ambos casos, ya que en esta situación un alto porcentaje de la carga tiende a transmitirse directamente hasta el suelo. En ambos casos, el método simplificado también sobreestimó las cargas transmitidas por los puntales, ya que considera que toda la carga se transmite directamente hasta el suelo. En ambos trabajos se concluyó que los métodos matriciales proponen resultados mucho más precisos que el modelo INTEMAC.

En resumen, con el método propuesto por INTEMAC se han obtenido resultados demasiado conservadores en el caso estudiado. Igual que en otras obras, este método ha sobreestimado las solicitaciones máximas en puntales y losas durante el proceso constructivo. El cálculo matricial ha propuesto unos resultados que se ajustan mucho mejor a las mediciones en obra.

4. INFLUENCIA DE LA POSICIÓN RELATIVA DEL PUNTAL DENTRO DEL MÓDULO

En el apartado anterior se ha presentado un único valor medio de la carga para todos los puntales ubicados en una misma planta. Sin embargo, el elevado número de puntales instrumentados por planta permite realizar un estudio más profundo de la influencia que pueda tener la posición ocupada por el puntal sobre su carga. Al tener instrumentados todos los puntales dentro de un módulo, se podrá analizar en qué posiciones se producen las mayores variaciones de carga.

En las siguientes figuras se han separado por filas las cargas registradas en los puntales instrumentados. De este modo, se puede detectar visualmente cómo afecta la posición a la distribución de cargas en puntales de una misma planta.

En la Figura 6 se muestran las cargas medidas en puntales ubicados bajo forjados recién hormigonados. Dichas mediciones se realizaron inmediatamente después de terminar el proceso de hormigonado de la losa. Se han incluido los resultados correspondientes a los dos forjados +1 y +2 bajo los cuales se colocaron puntales instrumentados.

En la Tabla 1 se puede observar que los puntales ubicados bajo un forjado recién hormigonado soportan todo su peso, obteniéndose de esta manera coeficientes de carga en torno a 1’00. Esto indica que todo el peso propio de la losa se transmite a las plantas inferiores que se encuentran apuntaladas. Esto se debe a que una losa recién hormigonada no tiene rigidez, por lo que no puede deformarse para poder soportar parte de su propio peso. En estas circunstancias la posición relativa de un puntal con respecto a la estructura de hormigón no tiene importancia.

Todo esto queda reflejado en la Figura 6. Se ha ajustado por mínimos cuadrados la distribución de cargas de cada fila a una curva de 2º grado. Las curvas de ajuste obtenidas aparentemente no tienen relación con la posición del puntal en la fila, obteniéndose coeficientes de correlación muy bajos.

En consecuencia, al tratarse de losas sin rigidez, parece que las cargas transmitidas por estos puntales deberían corresponderse a la carga tributaria. Sin embargo, en la Fig.6 se puede observar que no todos los puntales con área de influencia similar transmiten la misma carga. Por lo tanto, además de por el área de influencia, las cargas en puntales también se ven afectadas por otros factores tales como la precarga del puntal, el tipo de cimbra empleado o las imperfecciones que pueda tener el puntal.

En la Figura 7 se han incluido las variaciones de carga registradas en puntales ubicados bajo losas parcialmente endurecidas. Como ejemplo, se han mostrado las variaciones de carga registradas en la planta +2 tras los pasos 3 y 4. En ambos casos se puede observar una clara influencia de la posición ocupada por el puntal dentro de la fila. El ajuste mediante una curva de 2º grado ha resultado mucho más eficaz en este caso, de forma que los puntales centrales del vano se ven más afectados por las distintas operaciones de construcción ejecutadas.

De esta manera, el hormigonado de un forjado superior hace que los puntales centrales de vano sufran mayores incrementos de carga que los cercanos a las columnas. Por el contrario, el descimbrado del nivel más bajo apuntalado provoca las mayores pérdidas de carga en los puntales centrales, estando los cercanos a las columnas menos afectados por esta operación.

Los modelos teóricos mostrados en el apartado anterior son bidimensionales. Por lo tanto, al aplicar uno de estos modelos 2D para el cálculo de cargas, se debe de tener en cuenta que los puntales centrales del vano pueden encontrarse más solicitados que los ubicados en el plano de las columnas que ha sido modelizado. Este efecto podría tenerse en cuenta aplicando a los resultados teóricos un coeficiente dependiente de la longitud de vano que se tenga.

4.1. Medición de sobrecargas durante el hormigonado

En los apartados anteriores se han mostrado resultados registrados tras la ejecución de operaciones de hormigonado/descimbrado. Sin embargo, puede ocurrir que, debido a las cargas de ejecución (peso propio de operarios, montoneras, impacto del hormigón bombeado, vibrado,…), las cargas en puntales durante el hormigonado sean superiores a las finales. Por ello, se ha decidido realizar mediciones de las sobrecargas durante el proceso de ejecución de forjados.

Las distintas normativas proponen distintos criterios para evaluar las sobrecargas de construcción durante el hormigonado. Las mediciones efectuadas durante este proceso permi-

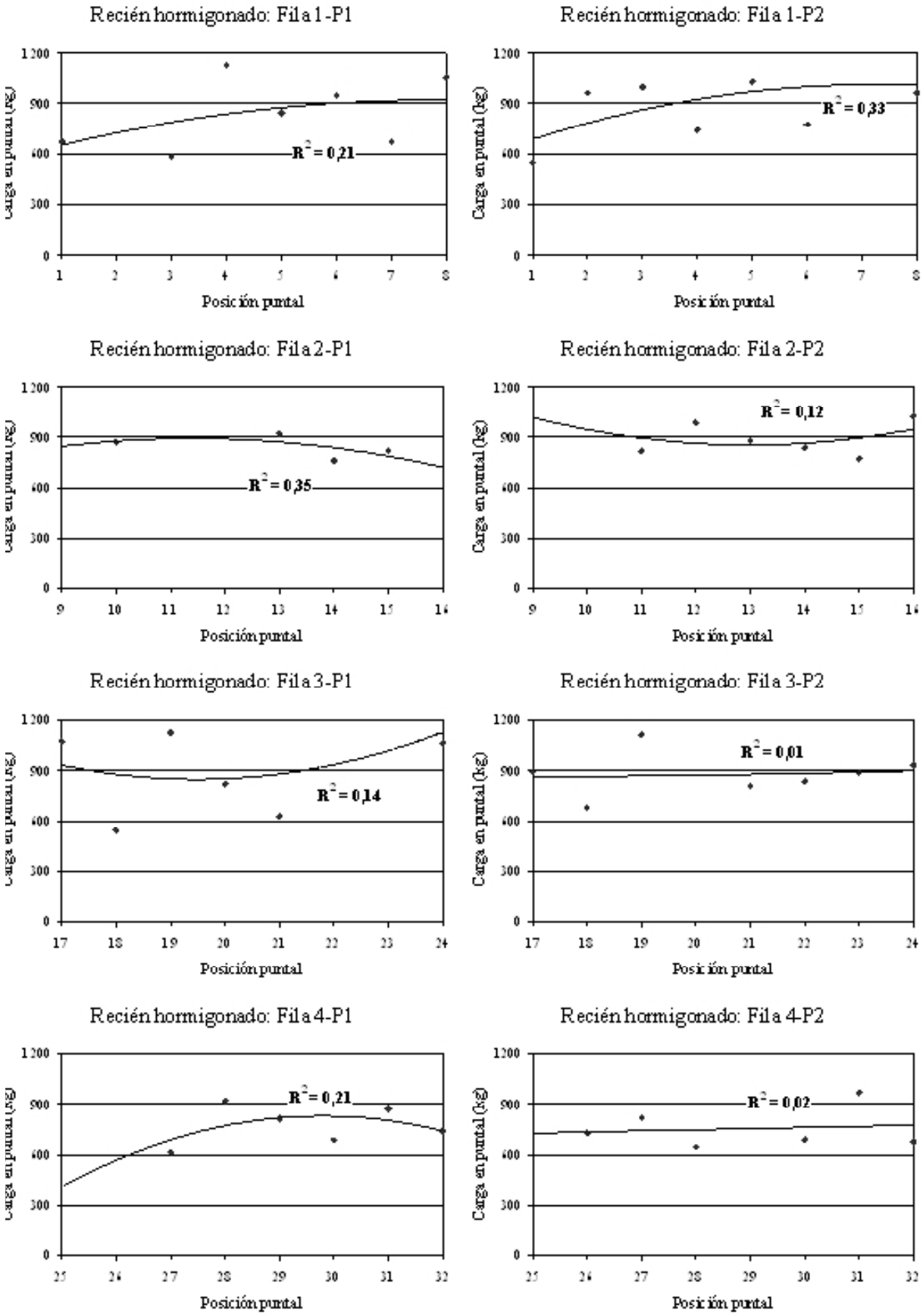


Figura 6. Cargas en puntales instrumentados bajo losas recién hormigonadas.

tirán comprobar si los valores propuestos son adecuados o no desde el punto de vista de la seguridad. En este trabajo se ha seleccionado la norma europea EN-12812 [8] para la comparación entre mediciones en obra y sobrecargas recomendadas por la norma. Esta norma recomienda una sobrecarga de hormigonado de 0'75kN/m^2 + 10% peso propio del forjado, no menor a 1'5kN/m^2. En el caso estudiado, se ha considerado una sobrecarga de 1'5kN/m^2.

Las mediciones se llevaron a cabo durante las ejecuciones de los forjados +1 y +2 en Getaria y la Planta Baja en Azkoitia. Mediciones en obras distintas permiten ver diferencias entre ejecuciones de forjados de distinta geometría. Además, el procedimiento de hormigonado fue diferente en ambas obras: hormigonado con grúa y caldero en Getaria, y hormigonado con bomba en Azkoitita.

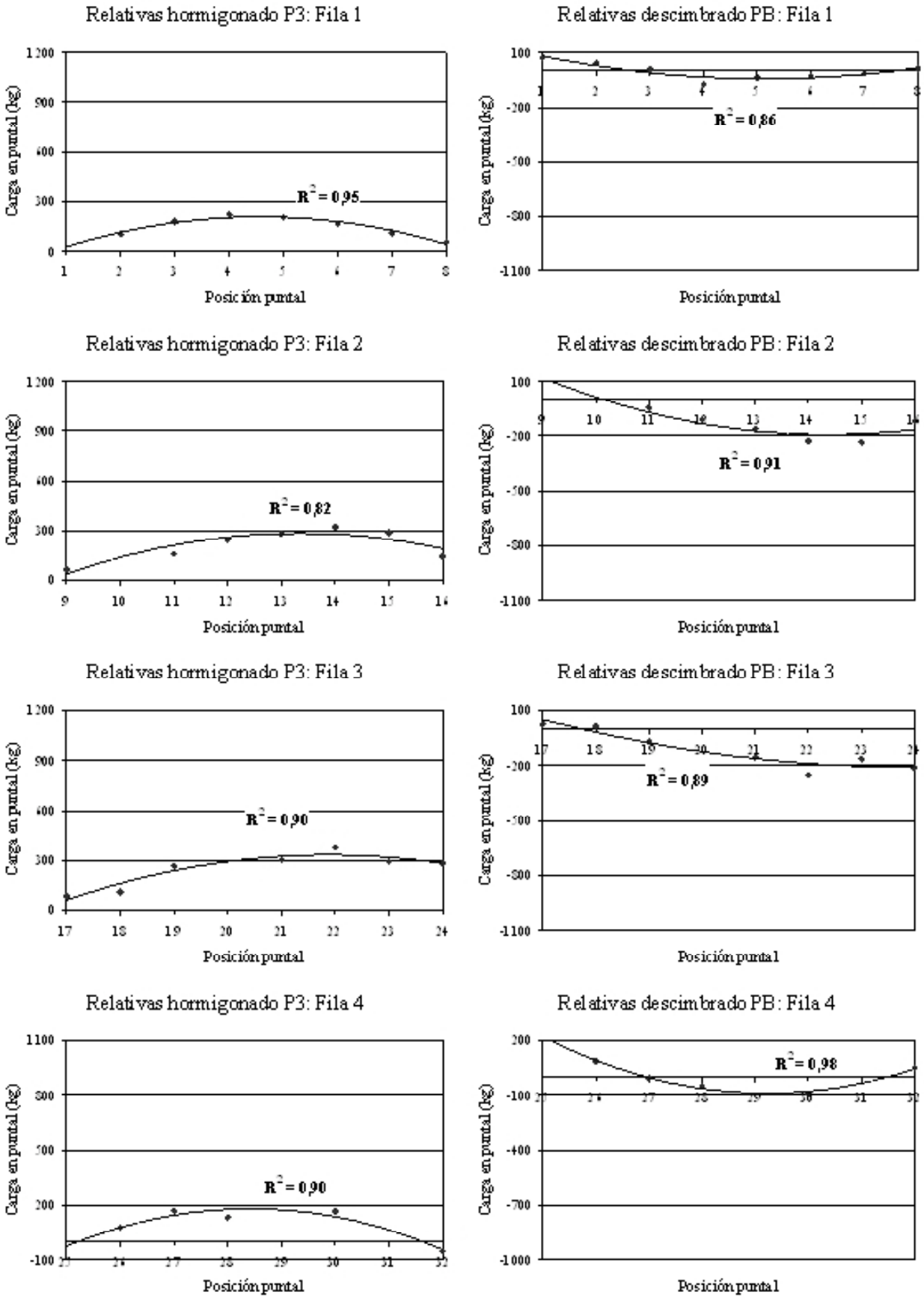


Figura 7. Variaciones de cargas en puntales bajo losas parcialmente endurecidas.

En las siguientes gráficas se muestran los resultados medidos en obra. En las mediciones de Getaria se registró una medida por segundo, mientras que en Azkoitia, con la adquisición de nuevos equipos, se pudieron tomar 10 medidas por segundo. También se han incluido la carga tributaria y la sobrecarga recomendada por [8] correspondientes a los casos estudiados.

En los tres casos, las cargas soportadas por los puntales instrumentados han ido aumentando de forma escalonada. Normalmente, en cada escalón, antes de establecerse la carga se produce un pico, debido probablemente al impacto del hormigón sobre el encofrado o a la formación de montoneras de hormigón. Las sobrecargas máximas en los puntales, en general, se producen en estos instantes.

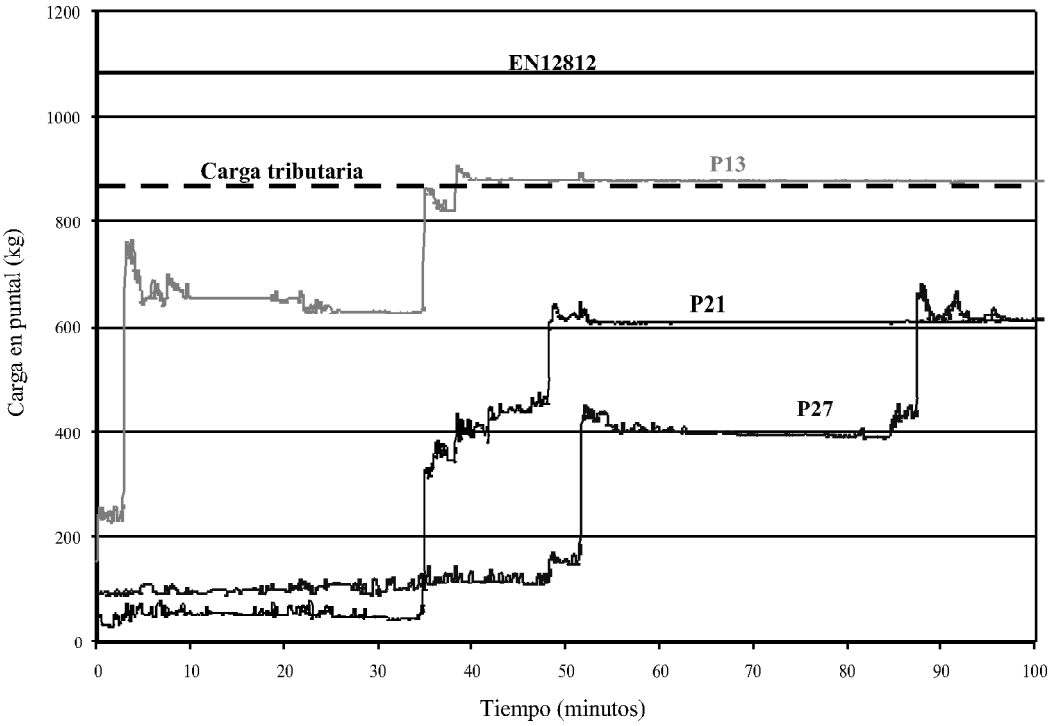


Figura 8. Cargas medidas en puntales durante el hormigonado del forjado +1 en Getaria.

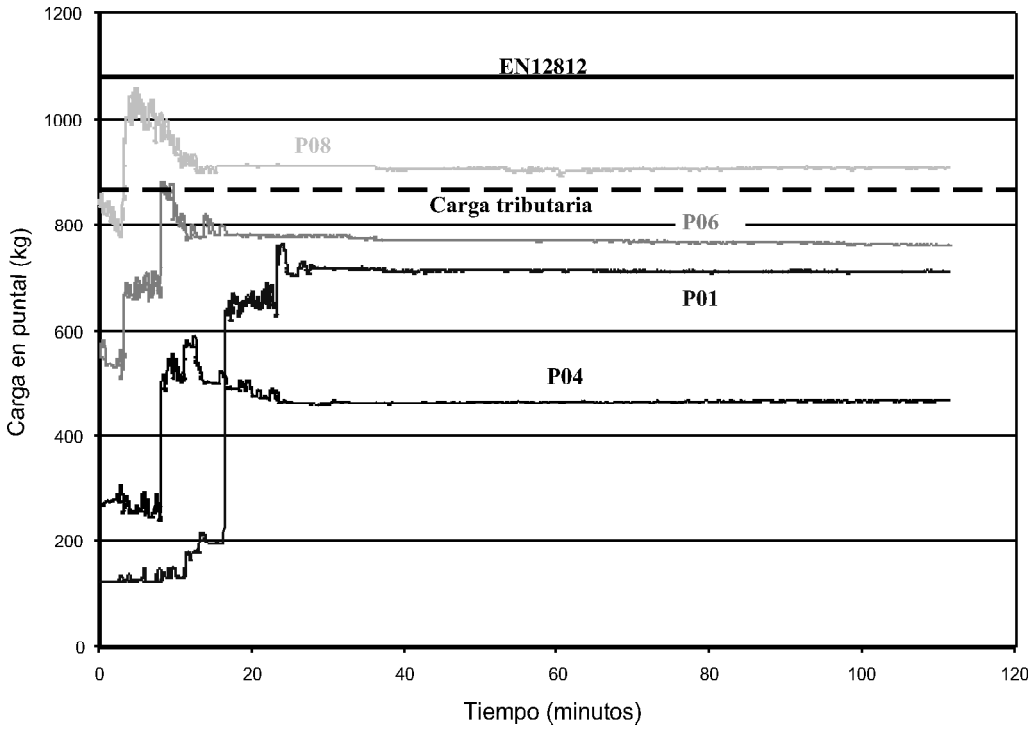


Figura 9. Cargas medidas en puntales durante el hormigonado del forjado +2 en Getaria.

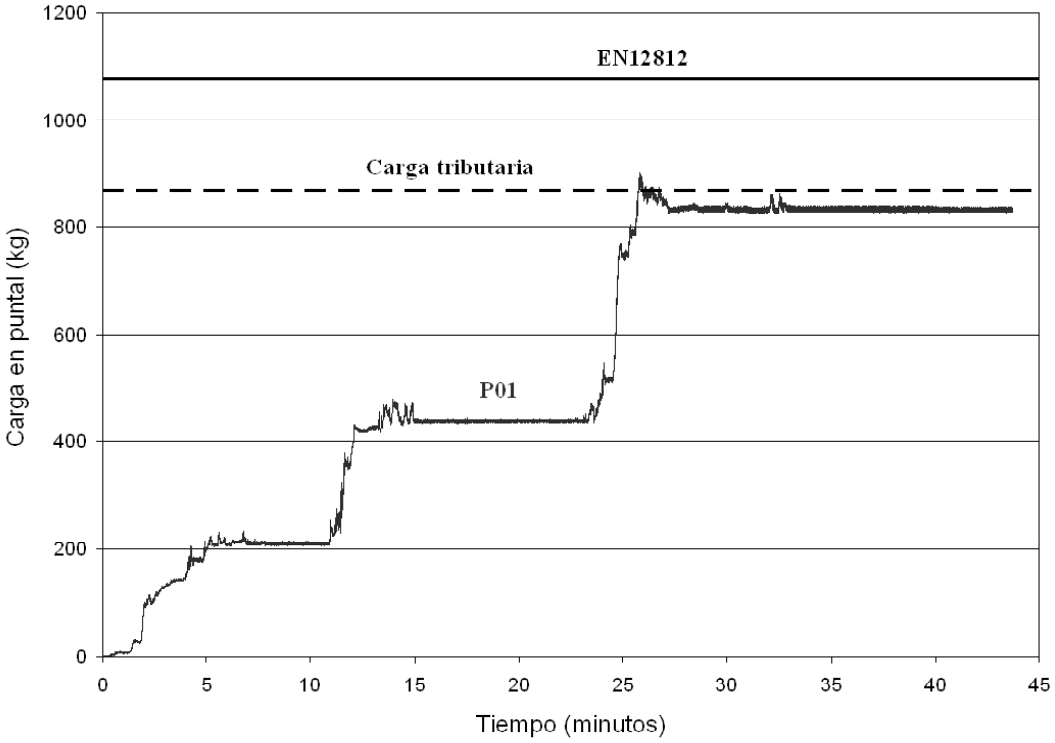


Figura 10. Cargas medidas en puntales durante el hormigonado de la planta baja en Azkoitia

Por otra parte, una vez establecida la carga en el escalón correspondiente, aparecen pequeños picos de carga provocados por el vibrado del hormigón. En cuanto a su magnitud, estos picos no son preocupantes. Sin embargo, habría que estudiar posibles problemas de estabilidad provocados por el vibrador de hormigón para prevenir que el puntal no entre en resonancia.

En la Tabla 2 se muestran las máximas sobrecargas registradas en los puntales instrumentados durante los distintos hormigonados estudiados. También se incluyen las cargas tributarias y las sobrecargas teóricas propuestas por [8].

A partir de esta tabla puede concluirse que las sobrecargas máximas registradas varían mucho de unos puntales a otros. Así, se han originado desde sobrecargas del 3'8% hasta del 17'3%. En cuanto a su magnitud, la sobrecarga máxima ha sido de 157kg (P08, forjado +2), pero en la mayoría de los casos el valor máximo se ha situado por debajo de 100kg.

Atendiendo a los valores de sobrecarga dados por [8], en ninguno de los casos las sobrecargas máximas registradas en obra han sido superiores a estos. En consecuencia, la norma [8] se encuentra por el lado de la seguridad en los casos estudiados. En el caso más desfavorable, la sobrecarga máxima medida en el puntal se ha acercado al valor propuesto por [8] (1065kg frente a 1077kg). En el resto de los casos, los valores reales se encuentran muy por debajo de los recomendados por la normativa europea.

Tabla 2: Valores medidos de las sobrecargas para los distintos casos estudiados

Medición	Puntal	Carga final (kg)	Carga máxima (kg)	Sobrecarga (%)	Carga tributaria (kg)	EN-12812 (kg)
+1	P27	615	681	10,7	763	916
	P13	875	908	3,8	869	1077
	P21	613	650	6,1	869	1077
+2	P01	710	767	7,9	869	1077
	P06	764	885	15,8	869	1077
	P08	908	1065	17,3	869	1077
PB	P01	836	907	8,5	869	1077

5. REDISTRIBUCIÓN DE CARGAS DURANTE EL CURADO

Durante las mediciones realizadas en la obra de Getaria se observó que las cargas en puntales no se mantenían constantes entre sucesivas operaciones de construcción. En general, los registros correspondientes a las cargas en puntales cambiaban de un día a otro.

Diversos autores como Mossallam y Chen [9] y [10], Rosowsky et al. [11] o Fang et al. [12] y [13], señalaron en sus trabajos que, efectivamente, las cargas transmitidas por los puntales oscilan continuamente. Entre otros factores, señalaron que esta variación se debe principalmente al proceso de curado del hormigón, ya que el aumento continuo en el tiempo de la rigidez del hormigón hace que las cargas transmitidas por puntales disminuyan de forma continua.

Sin embargo, en las medidas experimentales no se observó esta tendencia. Las cargas medidas aumentaban en algunos casos y disminuían en otros, a pesar de no añadir o eliminar cargas adicionales a la estructura.

El fenómeno descrito motivó una toma de mediciones continua en el tiempo. Tras el hormigonado del forjado de la Planta Baja en Azkoitia, los puntales instrumentados se dejaron conectados al sistema de adquisición de datos. Se registró una medida cada 10 minutos durante varios días, lo cual sirvió para observar la evolución continua en el tiempo de las cargas.

En la Figura 11 se muestran las variaciones de carga registradas por los puntales instrumentados durante 4 días. Al observarse una tendencia cíclica diaria en las cargas, también se ha incluido la evolución de la temperatura en este periodo de tiempo. Al no disponer de un equipo específico para su medición, la temperatura mostrada es la registrada por la estación meteorológica más cercana a la obra, situada a menos de 10 km de distancia.

A partir de esta figura se puede concluir que la influencia de la temperatura resulta determinante en la redistribución de cargas entre losas y puntales. De hecho, sobre todo a partir del primer día, la forma de las curvas de evolución de las cargas se ajusta perfectamente a la forma de la curva de temperatura.

Observando esta gráfica, la influencia del curado del hormigón sobre la evolución de las cargas no resulta evidente. De hecho, en la gráfica se han incluido los resultados obtenidos al aplicar los métodos de Mossallam y Chen [9] y [10] y de Fang et al. [12] y [13], que proponen una redistribución de cargas directamente relacionada con el aumento continuo en el tiempo de la rigidez del hormigón. Se puede concluir que para el caso analizado ninguno de los dos modelos ha estimado razonablemente la redistribución de cargas dada durante los 4 días posteriores al hormigonado.

Azkune et al. [14] desarrollaron nuevos modelos para calcular la redistribución de cargas entre operaciones sucesivas. Estos modelos calculan una redistribución de cargas en función de las variaciones de temperatura registradas en el periodo de tiempo considerado. En la Fig. 11 también se incluyen los resultados propuestos por uno de los modelos analíticos de Azkune et al. En la gráfica se observa que, en este caso, los resultados teóricos estiman con una precisión aceptable las redistribuciones de cargas reales originadas en el intervalo de tiempo estudiado.

En cuanto a las magnitudes, puede concluirse que las cargas transmitidas por los puntales sufren grandes variaciones durante el tiempo transcurrido entre dos pasos constructivos consecutivos. En el caso estudiado, durante los 4 primeros días después del hormigonado, la carga en el puntal P02 ha oscilado entre +118 y -156kg con respecto a la medida inicial. Es decir, la carga en el puntal ha variado hasta en 274kg en este tiempo, a pesar de no haberse ejecutado ningún paso constructivo adicional sobre la estructura.

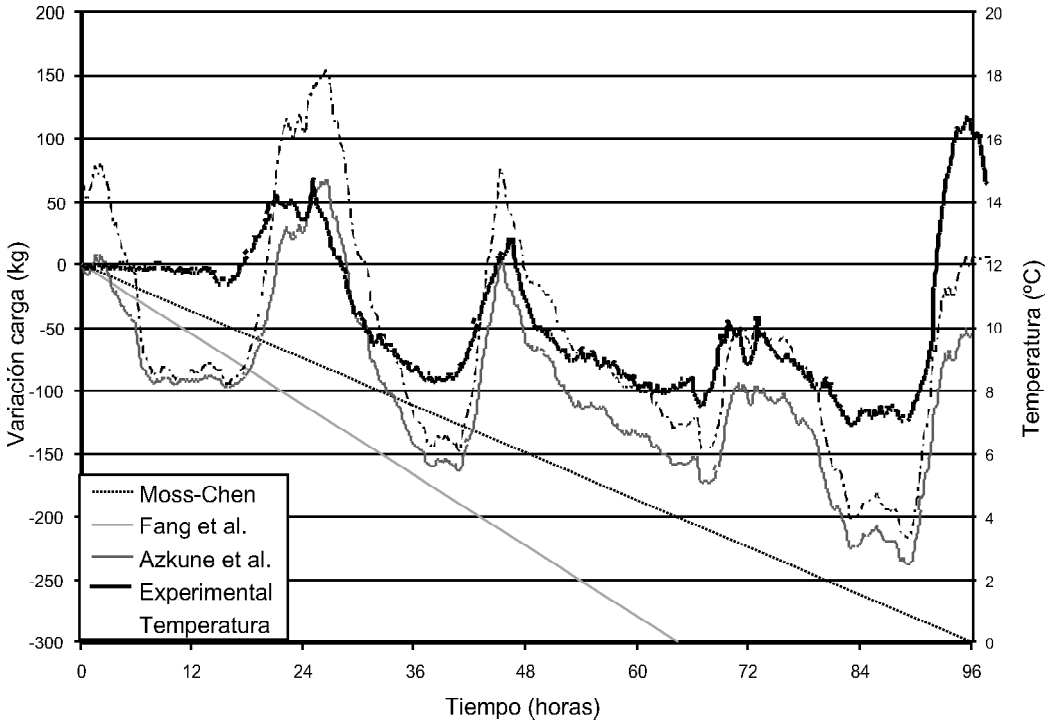


Figura 11. Redistribución de cargas durante el curado de losas en Azkoitia.

Por tanto, las oscilaciones de carga provocadas en puntales por las variaciones de temperatura resultan importantes. De hecho, se podrían tener problemas si tras una determinada operación de construcción la carga soportada por un puntal es cercana a la de agotamiento. En estas condiciones, un aumento brusco de temperatura podría provocar el fallo del puntal. En un principio, un forjado endurecido no tendría problemas para resistir las solicitaciones adicionales provocadas por el agotamiento de los puntales. Sin embargo, esta situación resultaría mucho más peligrosa en el caso de forjados a edades jóvenes.

6. CONCLUSIONES

En este trabajo de investigación se han efectuado mediciones en obra para conocer la distribución de cargas entre forjados y puntales durante el proceso constructivo de un edificio de hormigón de varias plantas. Para ello, se ha efectuado un seguimiento detallado de las cargas transmitidas por los puntales desde su puesta en obra hasta que son retirados.

Las medidas experimentales se han basado en la colocación de puntales instrumentados en dos obras distintas. A partir de estas mediciones se han detectado una serie de factores que afectan considerablemente sobre la evolución de las cargas. De todo el trabajo realizado se han extraído las siguientes conclusiones principales:

1. El Método Simplificado recomendado por INTEMAC no ha resultado adecuado en el caso estudiado. En general, el modelo teórico supone que las cargas transmitidas por los puntales son mucho mayores que las cargas reales. La principal causa de ello puede deberse a la hipótesis de rigidez infinita de puntales.
2. Los resultados obtenidos con la aplicación del análisis matricial (modelo EFM) se han aproximado mucho más a las medidas experimentales. En general, aunque sea un método más laborioso y exija la necesidad de un software de cálculo matricial, parece un método mucho más recomendable que el simplificado.
3. El coeficiente de carga máximo, consecuencia del reparto de cargas entre forjados apeados, medido en los puntales ha sido de 1'29. Este coeficiente máximo ha sido menor que en las mediciones presentadas por otros autores. El no tener la estructura apuntalada hasta el suelo ha sido lo que ha motivado esta circunstancia, ya que es en ese momento cuando los puntales se encuentran más solicitados.
4. La influencia de la posición relativa del puntal respecto a la estructura de hormigón resulta relevante una vez que el forjado que se apoya sobre ellos haya endurecido parcialmente. En este sentido, los puntales que ocupan las posiciones centrales del vano se ven más afectadas por las operaciones constructivas ejecutadas posteriomente.
5. En cuanto a su magnitud, las sobrecargas a las que se encuentran sometidos los puntales durante la fase del hormigonado no han sido excesivas. La máxima sobrecarga registrada en las distintas mediciones ha sido del 17'3%, con un valor de 157kg. Esta sobrecarga máxima está por debajo del valor propuesto por la norma europea EN-12812, por lo que esta normativa se encuentra por el lado de la seguridad en el caso analizado.
6. Durante el periodo de tiempo transcurrido entre dos pasos de construcción consecutivos, la redistribución de cargas se encuentra altamente influenciado por las variaciones de temperatura registradas en obra. Al contrario de lo establecido previamente por otros autores, se ha concluido que este factor de la temperatura resulta mucho más determinante en la redistribución que la variación continua de rigidez de los forjados.

REFERENCIAS

[1] Calavera J. "Cálculo, construcción y patología de forjados de edificación". INTEMAC. Madrid, 3ª edición, 1986.

[2] Grundy P, Kabaila A. "Construction loads on slabs with shored formwork in multistory buildings". ACI Journal, Proceedings 1963; 60(12): 1729-38.

[3] Puente I, Azkune M, Insausti A. "Shore-slab interaction in multistory reinforced concrete buildings during construction: an experimental approach". Engineering Structures 2007; 29(5): 731-41.

[4] Moragues JJ, Catalá J, Salort V, Sirvent PL. "Transmisión de cargas entre forjados, durante el proceso constructivo: medidas realizadas en obra. Hormigón y Acero 1991; 179: 37-47.

[5] Stivaros PC, Halvorsen GT. "Shoring/Reshoring operations for multistory buildings". ACI Structural Journal 1990; 87(5): 589-96.

[6] Stivaros PC, Halvorsen GT. "Equivalent frame analysis of concrete buildings during construction". Concrete International ACI 1991; 13(8): 57-62.

[7] Liu XL, Chen WF, Bowman MD. "Construction load analysis for concrete structures". Journal of Structural Engineering, ASCE 1985; 111(5): 1019-36.

[8] "European Standard EN12812". CEN June 2004.

[9] Mossallam KH, Chen WF. "Determining shoring loads for reinforced concrete construction". ACI Structural Journal 1991; 88(3): 340-50.

[10] Chen WF, Mossallam K. "Concrete buildings analysis for safe construction". CRC Press, 1991.

[11] Rosowsky DV, Philbrick TW, Huston DR. "Observations from shore load measurements during concrete construction". Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE 1997; 11(1): 18-23.

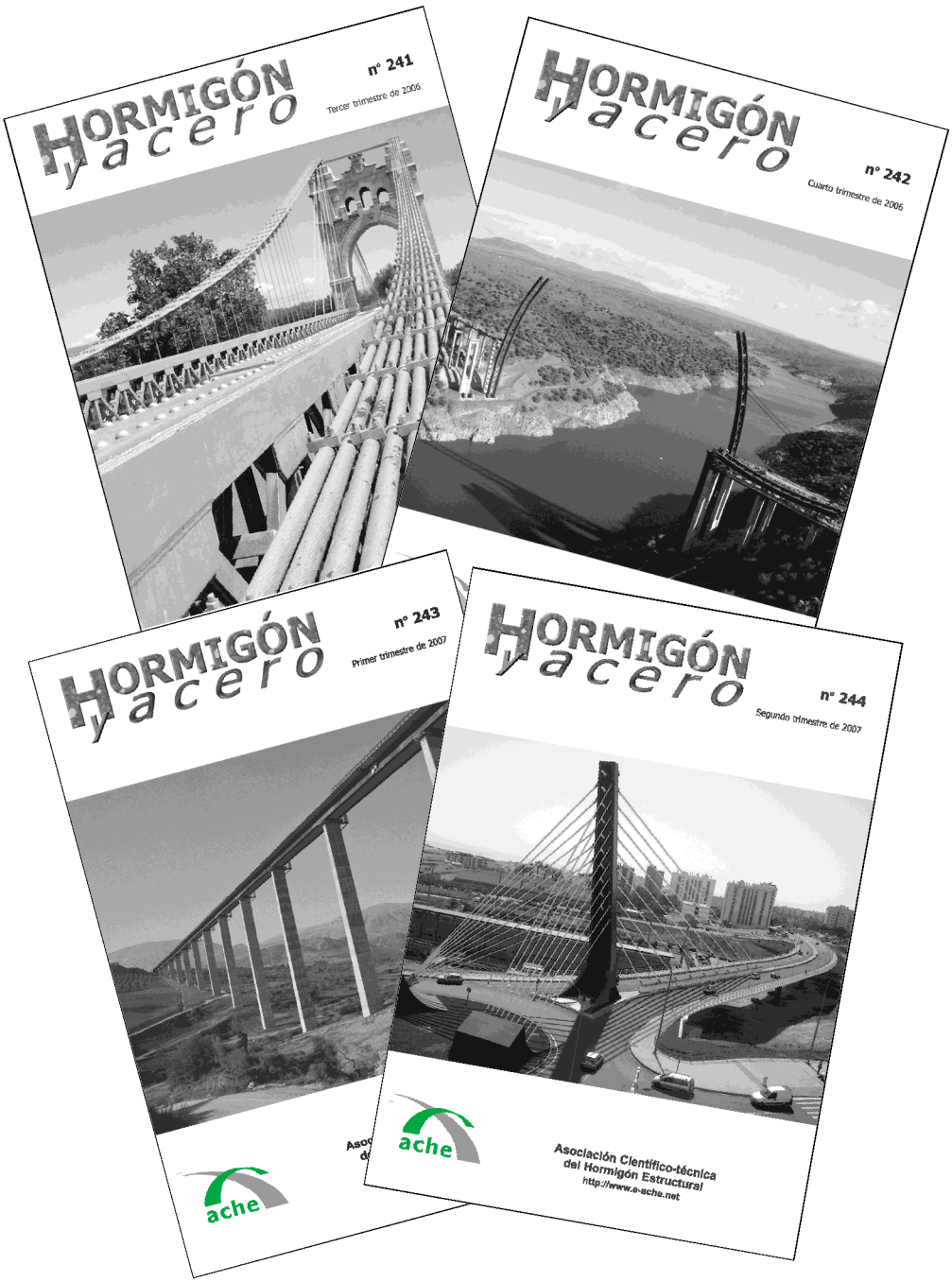
[12] Fang DP, Zhu HY, Geng CD, Liu XL. "Floor load distribution in reinforced concrete buildings during construction". ACI Structural Journal 2001; 98(2): 149-56.

[13] Fang DP, Zhu HY, Geng CD, Liu XL. "On-site measurements of structural characteristics of reinforced concrete buildings during construction". ACI Structural Journal 2001; 98(2): 157-63.

[14] Azkune M, Puente I, Insausti A. "Effect of ambient temperature on the redistribution of loads during construction of multi-storey concrete estructures". Engineering Structures 2007; 29(6): 933-41.

HORMIGÓN y acero

últimos números publicados



ache

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

http://www.e-ache.net

Comprobación teórica-experimental de las fuerzas remanentes en tendones de pretensado exterior

Theoretical and experimental checking of remaining forces in external prestressing tendons

Sergio L. González García
D. Sc. Ingeniero Civil
Profesor Asociado LECIV/UENF

Jean Marie Désir
D. Sc. Ingeniero Civil
Profesor Asociado LECIV/UENF

Patricia Habib Hallak
D. Sc. Ingeniera CiviL
Profesora Asociada LECIV/UENF

Caroline Vieira Lannes
Ingeniera Civil
Estudiante de Maestría LECIV/UENF

RESUMEN

Las vigas con pretensado exterior representan una solución muy apropiada, con muchas ventajas, tales como economía de materiales o facilidad de ejecución, siendo más práctica para operaciones de refuerzo y/o reparación. Sin embargo, esta técnica constructiva requiere cuidados especiales para asegurar una buena coincidencia entre "como proyectado" y "como construido". Este sistema es muy sensible a imperfecciones constructivas que, en general, causan perdidas de pretensado. Este artículo presenta el análisis sobre un viaducto construido en la ciudad de Río de Janeiro, de hormigón, con pretensado exterior, donde fue observada, después de cuatro años en servicio, la abertura de algunas juntas, que indica descompresión del hormigón. Se han realizado varios estudios en este sentido, entre ellos, las mediciones de frecuencias naturales de los torones postesados. Este procedimiento permitió determinar la tensión en los torones a través del método de la cuerda vibrante. Fueron realizadas mediciones de aberturas de juntas con cargas conocidas, permitiendo determinar los niveles de tensión de los torones. Finalmente estos resultados son comparados con la fuerza de pretensado teórica requerida para el proyecto, según la norma NBR6118-2003 [1]. Por último, se presenta una discusión con objeto de definir las posibles causas de descompresión de dovelas.

ABSTRACT

Externally prestressed beams represent a very suitable structural solution, with many advantages such as economy of materials or execution easiness, being also more practical for operations of reinforcement and/or repair. However, this constructive technique requires special cares to ensure good agreement between the "as projected" and the "as built". This system thus is very sensitive to constructive imperfections that, in general, cause loss of prestressing. This paper presents the analysis on a viaduct constructed in Rio de Janeiro, with external prestressed concrete, where it was observed, after four years in service, some join opening, what indicates decompression of concrete. Several studies have been worked out, emphasizing among them the test for the measurement of natural frequencies of the prestressed tendons. This procedure allows getting the real state of stresses in those reinforcements through the method of vibrant rope. Measurements of join opening for a known load were also done, providing another way to determine the stress level in the tendons. Finally these results are compared with the theoretical prestressing force required for the project according to NBR6118-2003 [1] practice code. Finally, a discussion is presented to point out the possible causes of the decompression referred above.

1. INTRODUCIÓN

Desde los años 60, diversos puentes fueron construidos con el pretensado exterior, sobre todo en Europa. El problema de protección de los cables fue crítico en las primeras aplicaciones, exigiendo muchas reparaciones y comprometiendo ciertas obras, hasta el punto de demoler algunas de ellas. Sin

embargo, superado este problema, el pretensado exterior recibió nuevo impulso en el campo de la recuperación de puentes formados por dovelas prefabricadas que presentaban problemas de pérdidas de pretensado.

Con los avances tecnológicos, tanto en términos de materiales, como de técnicas de construcción, el pretensado exterior pasó a propiciar el desarrollo de soluciones más económicas, ya que permitía cambiar los cables, posibilitando así, la realización eventual de refuerzos en el futuro.

El diseño en el estado límite de servicio es probablemente el aspecto más difícil y menos comprendido del proyecto de estructuras de hormigón. El comportamiento para carga de servicio depende, en primer lugar, de las propiedades del hormigón y estas no son conocidas frecuentemente de forma fiable en la etapa de proyecto. Además de eso, el hormigón se comporta de una manera no-lineal e inelástica para cargas de servicio. Muchas veces estas incertidumbres no son tratadas adecuadamente y se reflejan en las estructuras donde, muchas veces, son observados fenómenos no esperados, cuando entran en servicio.

Como medida general, se aconseja en el caso del hormigón pretensado hacer una estimación de las pérdidas de pretensado para el proyecto y diseño económico de las estructuras pretensadas. El efecto de diversos fenómenos físicos y químicos que afectan el pretensado en las estructuras de hormigón debe ser considerado por separado. Sin embargo, estas medidas, infelizmente, no son suficientes para evitar los problemas causados por cambios de finalidad de las estructuras, deficiencias de proyecto de construcción o deterioro estructural, tales como, rotura de desviadores, excentricidad accidental de los cables, entre otros.

Por tanto, se hizo necesario monitorizar el comportamiento de estas estructuras a lo largo de su vida útil. En el viaducto en estudio, fueron observadas aberturas de algunas juntas entre dovelas. Este hecho condujo a la realización de ensayos para investigar el comportamiento estructural: medición de las frecuencias fundamentales de vibración de cables del viaducto y medición de aberturas de juntas para una determinada sobrecarga. Con el primer ensayo fue posible estimar los niveles reales de tensión en los cables, aplicándose los principios del método de la cuerda vibrante. Del segundo ensayo, con los valores obtenidos de las aberturas de las juntas, fue posible estimar las tensiones en los cables relacionadas con la descompresión de las dovelas. Finalmente, con los valores de fuerzas reales, obtenidas por el método de la cuerda vibrante, fue realizada una verificación del estado tensional de las secciones centrales de los vanos donde fueron medidas las aberturas de juntas.

En este estudio después de una breve descripción del fundamento del método de las cuerdas vibrantes, se muestra a través de ensayos experimentales y simulaciones numéricas una verificación de la situación real del viaducto en estudio, así como, la necesidad de realizar un refuerzo en los vanos donde fueron observadas aberturas de juntas.

2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL VIADUCTO ESTUDIADO

El viaducto está constituido por un tablero celular, continuo, ejecutado con dovelas prefabricadas de sección cajón pretensadas externamente. Cada dovela está dotada de nervios internos (desviadores), donde son colocados los tubos metálicos en forma curva, que sirven para desviar los cables pretensados. Las juntas entre dovelas son secas, sin ninguna resina entre estas. El anclaje de los cables se realiza en las dovelas de los apoyos, siendo protegidos por tubos de polietileno de alta densidad (PEAD), con diámetro interior y exterior de 0,103 m y 0,110 m, respectivamente, inyectados con lechada de Cemento Pórtland. El tesado de los cables se realiza solamente por un lado.

El viaducto, de longitud total de 579,0 m, consta de 16 vanos, siendo el vano mayor de 45,0 m y el menor de 24,0 m. La Figura 1a) ilustra las secciones transversales de los vanos, una con ancho total de 16,0 m y otra de 12,5 m, correspondientes a los limites superior e inferior de los tramos variables; el espesor de la losa superior varía de 0,22 a 0,32 m e inferior de 0,15 a 0,29 m. Las secciones transversales localizadas encima de las pilas se muestran en la Figura 1b), también para los limites superior e inferior de los tramos variables.

La Tabla 1 muestra las características de los materiales empleados en la construcción del viaducto.

La Figura 2 muestra el interior de uno de los vanos del viaducto estudiado. Es posible observar la forma de la distribución longitudinal de los cables, así como la simetría en la distribución de los cables con relación al eje vertical de la sección transversal y también la posición y forma de los desviadores en el interior de la sección.

Tabla 1. Características de los materiales empleados

Características	Valor
Resistencia a la compresión característica del hormigón	30 MPa
Módulo de elasticidad del hormigón	30.672 MPa
Acero pretensado	CP-190 RB ϕ 15,2 mm
Tensión nominal de rotura	1.900 MPa
Módulo de elasticidad del acero	195.000 MPa
Área por torón	145,5 mm^2
Área total del cable de 19 torones	2.764,5 mm^2

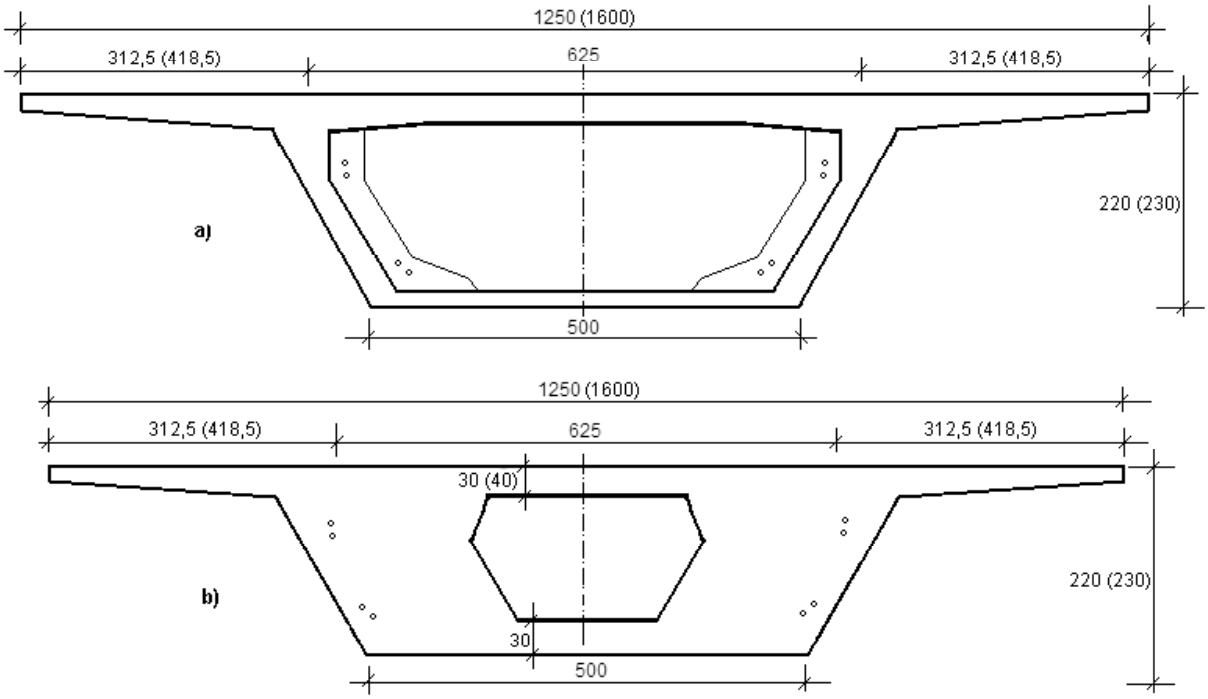


Figura 1. Secciones transversales del viaducto estudiado:
a) – secciones en centro de vano;
b) – secciones sobre eje de pila.



Figura 2. Imagen del interior de un vano del viaducto estudiado.

3. CÁLCULO TEÓRICO DE LAS FUERZAS SEGÚN PROCEDIMIENTOS DE LA NORMA NBR-6118/2003

En esta sección se calculan las fuerzas teóricas de los cables, considerando las condiciones iniciales de proyecto y las pérdidas de pretensado a lo largo del tiempo. Para esto, fueron determinadas las pérdidas instantáneas por fricción y defomación inmediata del hormigón y las pérdidas diferidas en el tiempo por fluencia, retracción y relajación del acero, de acuerdo con los procedimientos de la norma NBR-6118/2003 [1].

Las fuerzas se calcularon considerando que todos los cables fueron tesados por un solo extremo. La tensión inicial de pretensado fue de 1463 MPa, equivalente a 77% de la tensión nominal de rotura del acero, resultando en una fuerza inicial de pretensado de 4047 kN en cada cable.

Para las pérdidas por rozamiento fue considerado el ángulo de desvío total de cada cable. Los valores de fuerza (considerando solamente las pérdidas por fricción) en cada sección analizada son determinados como la media de las fuerzas de todos los cables. Las pérdidas diferidas fueron calculadas de acuerdo con la norma NBR-6118/2003 [1], admitiendo los siguientes coeficientes de la Tabla 2.

Tabla 2. Coeficientes para el cálculo de las pérdidas diferidas

Parámetros de cálculo	Valor
Coeficiente de fricción entre el tubo y el cable	0,30
Coeficiente de fricción por longitud lineal	0,018m^{-1}
Pérdida de tensión admitida para la relajación del acero	60MPa

Deducidas las pérdidas, la Tabla 3 exhibe los valores de fuerzas medias por cable en los tramos iniciales ($\mathbf{F_{TI}}$), centrales ($\mathbf{F_{TC}}$) y finales ($\mathbf{F_{TF}}$).

Se resalta que, de acuerdo con este análisis, las dovelas permanecerían totalmente comprimidas, incluso después de todas las pérdidas de pretensado instantánea y diferida.

4. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS EN LOS CABLES POR EL MÉTODO DE LA CUERDA VIBRANTE

Con el objetivo de evaluar las fuerzas reales en los cables en el estado de servicio, se adoptó el método de la cuerda vibran-

Tabla 3. Valores de fuerzas por cable según procedimientos de la NBR-6118/2003 [1]

Luces	Valores de fuerzas medias en los cables por trechos (kN)		
	F_{TI}	F_{TC}	F_{TF}
1	3186,8	3269,3	3537,9
2	3158,9	3241,0	3459,1
3	3021,1	3098,7	3311,1
4	3053,4	3117,7	3328,0
5	3063,9	3185,9	3453,4
6	3136,6	3217,3	3453,3
7	3141,1	3221,3	3459,8
8	3189,8	3268,6	3486,5
9	3053,9	3115,0	3356,4
10	3085,3	3149,3	3427,3
11	3009,1	3004,5	3307,1
12	3182,2	3161,6	3435,1
13	3167,5	3190,4	3472,7
14	3472,7	3312,8	3153,0
15	3153,0	3162,9	3443,0
16	3342,9	3461,0	3705,4

te presentado por [2, 3]. El principio de este método, así como el procedimiento de ensayo y la deducción de los valores de las fuerzas en los cables son descritos en las secciones subsecuentes.

4.1. Principio del método de la cuerda vibrante

La fuerza en un cable está vinculada con su frecuencia natural de vibración a través de una relación que envuelve, además de su longitud, su masa lineal y la rigidez a la flexión del cable. Se pueden realizar algunas consideraciones observando los valores limites de la rigidez [2, 3]:

- Un cable con elevada rigidez (EI) muestra un comportamiento semejante al de una barra vibrante, cuya relación entre frecuencias y fuerza axial es dada por:

$$f_{barra} = \frac{n}{2L}\sqrt{\frac{T}{\rho}}\left[1+2\sqrt{\frac{EI}{TL^2}}+\left(4+\frac{n^2\pi^2}{2}\right)\frac{EI}{TL^2}\right] \qquad (1)$$

donde: ***T*** es la fuerza axial;
n es el modo de vibración;
f_{barra} es la frecuencia natural correspondiente al modo ***n*** en **Hz**;
E es el módulo de elasticidad longitudinal;
I es el momento de inercia;
L es la longitud de la barra;
ρ es la masa lineal.

- Cuando la rigidez (EI) del cable es casi nula, se tiene un caso semejante al de una cuerda vibrante, la cual puede ser definida como un hilo extendido con rigidez a la flexión nula, que constituye un medio no dispersivo de ondas estacionarias con una frecuencia fundamental y múltiplos armónicos enteros de la fundamental. La relación entre la frecuencia de vibración y la fuerza axial viene dada por:

$$f_{cuerda} = \frac{n}{2L}\sqrt{\frac{T}{\rho}} \qquad (2)$$

La diferencia relativa entre las frecuencias obtenidas con la ecuación (1) de la barra vibrante y la ecuación (2) de la cuerda vibrante viene dada por:

$$\frac{\Delta f}{f_{cuerda}} = \frac{f_{barra}-f_{cuerda}}{f_{cuerda}} = 2R+4R^2+\frac{n^2\pi^2}{2}R^2 \qquad (3)$$

donde

$$R = \sqrt{\frac{EI}{TL^2}}$$

La Figura 3 muestra la ecuación (3) representada gráficamente en función de R para los 10 primeros modos de vibración.

Puede observase que para $R \leq 5x10^{-3}$, la diferencia es inferior a 1%, principalmente para los primeros modos, siendo por

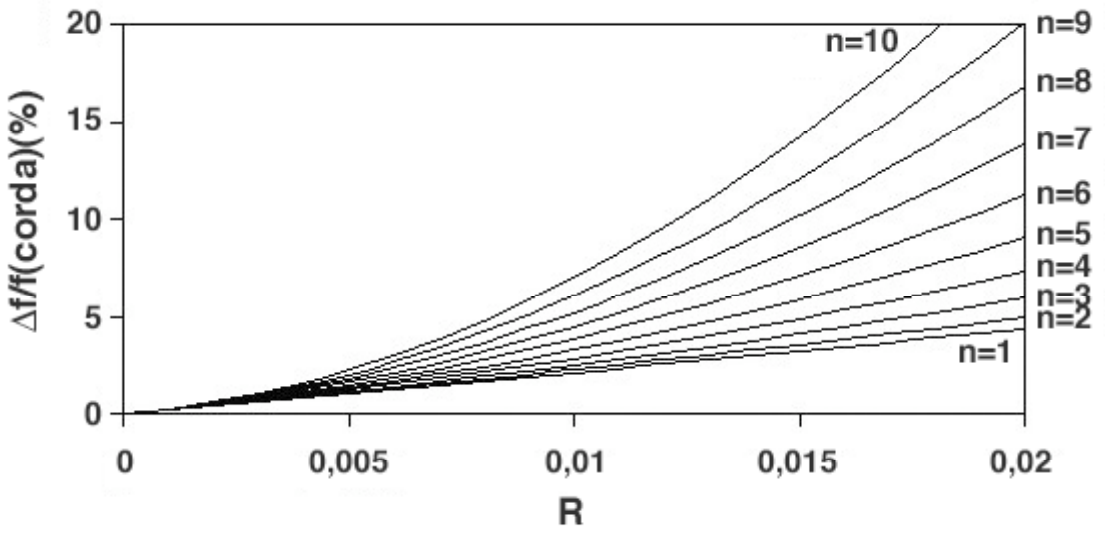


Figura 3. Representación gráfica de la ecuación (3).

tanto muy pequeña. De esta forma se define, a través del parámetro R, el límite hasta el cual el cable se comporta como una cuerda vibrante. Con esta condición, conociéndose experimentalmente la frecuencia del modo fundamental (n=1), se puede calcular la fuerza en el cable por la ecuación (2) de la cuerda vibrante, o sea:

$$T = 4L^2 f^2 \rho \qquad (4)$$

Estos principios forman la base del método de la cuerda vibrante y permiten obtener la fuerza en un cable de forma bastante simple. Una respuesta efectiva del modelo depende de algunas consideraciones necesarias que son señaladas a continuación:

i. El cable debe constituir un medio no dispersivo; esto quiere decir que la onda mantiene su forma a medida que avanza en su medio y todos sus componentes armónicos avanzan con la misma velocidad, al menos para el conjunto de frecuencias consideradas en el análisis;

ii. En la ecuación (4) se muestra que la longitud del cable es un parámetro importante, y por tanto un procedimiento apropiado debe ser utilizado para a verificación de la posición exacta de los puntos de anclaje, que permite determinar el valor de esta. Este procedimiento consiste en fijar acelerómetros próximos a los puntos de anclajes y observar el espectro de frecuencia durante la vibración del cable. Ningún pico de frecuencia debe aparecer en estos espectros;

iii. En algunos casos cuando se tienen las informaciones necesarias sobre las características del cable en estudio, se puede obtener una estimación para el valor del parámetro R. Cuando $R \leq 5x10^{-3}$ el cable se comporta como una cuerda vibrante y su frecuencia puede ser calculada a través de la ecuación (4). En caso contrario, la contribución de su rigidez a la flexión debe ser considerada en el cálculo de la frecuencia fundamental. Una propuesta para esta última situación que permite usar la ecuación (4) es hacer una corrección en la frecuencia de resonancia del cable obtenida experimentalmente, tomando como factor de corrección la diferencia relativa entre la frecuencia real del cable y de la cuerda vibrante obtenida por la ecuación (3). La fuerza en el cable será calculada con el valor de esa frecuencia fundamental corregida, aplicado a la ecuación (4) de la cuerda vibrante.

4.2. Procedimiento del ensayo

En todos los cables donde fue realizado el ensayo se adoptó el siguiente procedimiento:

- El acelerómetro fue colocado en el punto medio del cable;
- Se procuró un rango de frecuencia de interés, de 0 a 100 Hz, el cual posibilitó mayor eficiencia en la realización de los ensayos. La Figura 4 muestra la posición del acelerómetro en un dos cables ensayados;

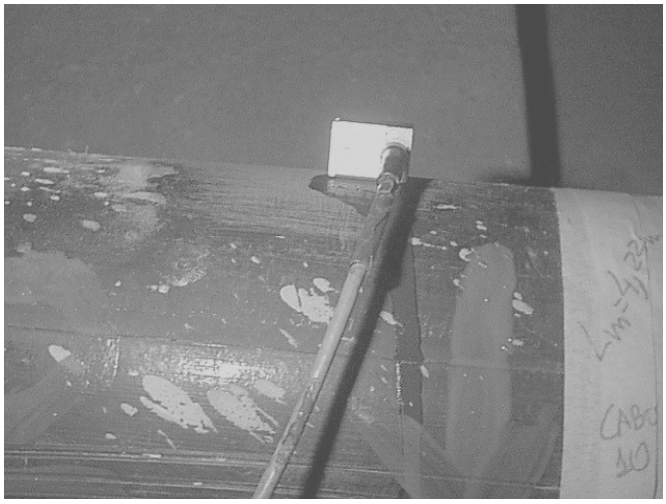


Figura 4. Acelerómetro fijado en el punto medio del cable.

- Los cables fueron excitados a golpes con un martillo de goma, con frecuencias y magnitudes variables. La fre-

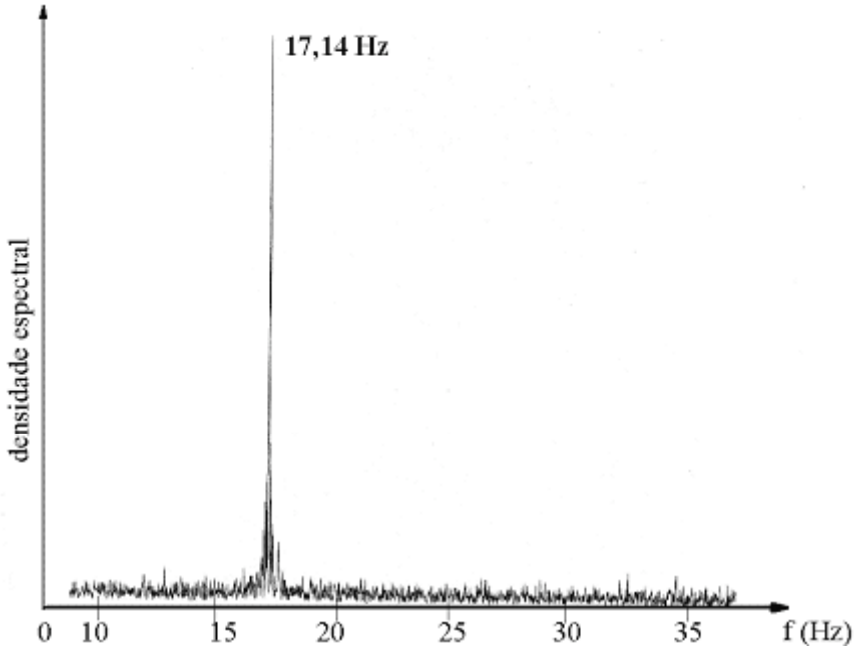


Figura 5. Espectro de frecuencia para uno de los cables ensayados.

cuencia de resonancia fue medida para el modo fundamental de vibración. La Figura 5 muestra el espectro de frecuencia y su frecuencia fundamental para uno de los cables ensayados.

En la realización de los ensayos fue usado el sistema de adquisición y análisis de datos AqDados, desarrollado por la empresa LYNX Tecnología Electrónica Ltda.

4.3. Fuerza en los cables obtenidas por el método de la cuerda vibrante

Los resultados de fuerzas medias en cada cable en los tramos inicial, central y final de cada vano, obtenidos del ensayo de la cuerda vibrante, se muestran en la Tabla 4. Estas fuerzas fueron obtenidas a partir las siguientes consideraciones:

- La longitud del cable (L), considerada en el proceso de cálculo se refiere a la distancia entre la dovela de apoyo y el primer desviador donde está pasando el cable;
- La medición de frecuencia de resonancia (f) fue realizada en los tramos inicial y final de cada vano, donde el cable estaba unido a la dovela y a un desviador;
- Para la determinación de parámetro R fueron consideradas las fuerzas teóricas registradas en la Tabla 2;
- Los valores obtenidos de R fueron superiores al límite de $5x10^{-3}$, indicando que las fuerzas en los cables no pueden

Tabla 4. Valores de fuerzas medias en los tramos inicial, final y central de cada luz obtenidas por el método de las cuerdas vibrantes.

Luces	Número total de cables	Luz (m)	F_{mi} (kN)	F_{mf} (kN)	F_{mc} (kN))
1	6	24,0	3249,2	3009,9	3129,6
2	8	35,0	3139,1	3139,1	3139,1
3	8	35,0	2794,3	2480,9	2637,6
4	10	40,0	2499,9	2375,9	2428,9
5	8	37,5	2326,2	2736,2	2531,2
6	8	37,5	3087,5	3205,1	3146,3
7	8	37,5	3087,5	3012,0	3049,7
8	8	37,5	2997,9	3082,1	3040,0
9	10	37,5	2404,9	2460,1	2432,5
10	10	37,5	2492,9	2911,5	2702,2
11	12	37,5	2465,9	2143,5	2304,7
12	16	45,0	2391,1	3147,9	2769,5
13	12	37,5	2306,2	2678,7	2492,5
14	12	37,5	2492,5	2344,1	2418,3
15	12	37,5	2344,1	2771,1	2557,6
16	12	25,6	3654,6	3139,4	3397,0

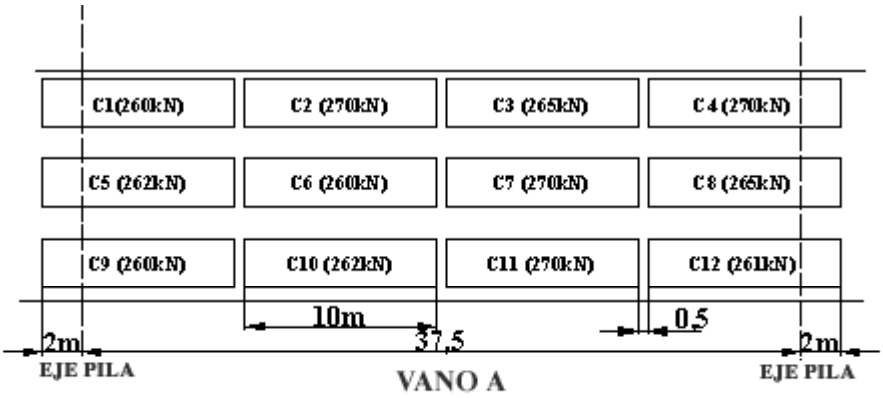


Figura 6. Camiones posicionados en el vano 8 durante la realización del ensayo.

ser obtenidas directamente por la ecuación (3) referente a la cuerda vibrante. Entonces se aplicó la corrección prevista sobre las frecuencias de resonancia (f), obteniéndose las frecuencias corregidas y así los valores de fuerzas corregidas en cada tramo del cable donde fue realizado el ensayo;

- F_{mi} y F_{mf}, indican los valores medios de todas las fuerzas en los cables en cada tramo: inicial y final;
- Finalmente, $\mathbf{F_{mc} = (F_{mi} + F_{mf})/2}$ es la fuerza de pretensado media por cable en los tramos centrales.

5. CÁLCULO DE FUERZAS DE DESCOMPRESIÓN EN LOS CABLES A PARTIR DE LOS VALORES DE ABERTURAS DE JUNTAS ENTRE DOVELAS

Fueron realizadas para una determinada sobrecarga en la estructura mediciones de aberturas de juntas entre dovelas en tres vanos del viaducto (vanos 8, 12 y 13). Este ensayo tuvo por objetivo cuantificar la magnitud de las aberturas, permitiendo evaluar su influencia sobre el pretensado instalado. El procedimiento del ensayo y los resultados obtenidos son descritos a continuación.

5.1. Procedimiento del ensayo de medición de las aberturas de juntas

Cada vano estudiado fue sobrecargado mediante un conjunto de camiones distribuidos uniformemente sobre el vano. La Figura 6, por ejemplo, muestra la posición y peso total de cada camión colocado sobre el vano 8.

Inicialmente las aberturas preexistentes fueron medidas usando un fisurometro, sirviendo de referencia en la definición de la magnitud total de la abertura de la junta. A continuación se procedió a la lectura de los valores de aberturas entre las dovelas. La secuencia y procedimientos para la realización de los ensayos fueron idénticos para todas las juntas y vanos estudiados.

Se colocaron sensores del tipo LVDT, fueron colocados en cada junta seleccionada para la medición en la parte superior de la losa inferior de la viga cajón. El proceso de adquisición fue sincronizado y continuo para todas las juntas de cada vano, iniciándose la obtención de los datos antes que el primer camión empezara a entrar sobre el vano de ensayo.

La Figura 7 muestra los detalles del montaje del sensor usado en las mediciones de abertura de juntas. Además de obtenerse

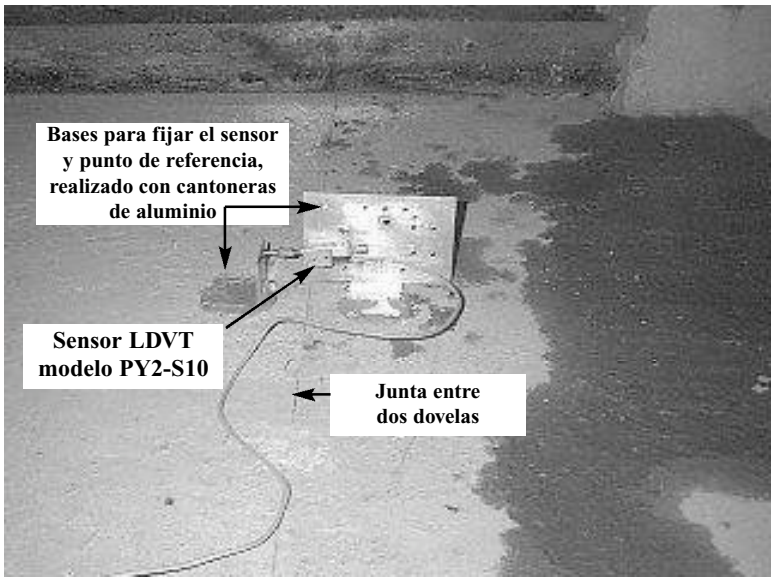


Figura 7. Detalles del montaje del sensor usado en las mediciones.

un registro continuo de abertura de juntas en el tiempo, fueron computados los valores máximos para cada junta.

5.2. Valores de aberturas de las juntas

Los valores de aberturas de juntas entre dovelas se presenta en la Tabla 5 [5]. La Figura 8 muestra el registro de aberturas de cuatro juntas monitorizadas en el vano 12.

Tabla 5. Valores de aberturas de juntas: en la notación DON, N indica el número de la dovela

Luces	Juntas	Abertura (mm)
8	DO6/DO7	0,04
	DO7/DO8	1,67
	DO8/DO9	0,63
	DO9/DO10	0,17
	Total	**2,51**
12	DO7/DO8	0.22
	DO8/DO9	0,47
	DO9/DO10	1,15
	DO10/DO11	0,55
	Total	**2,39**
13	DO7/DO8	0,45
	DO9/DO10	0,35
	DO14/DO15	0,09
	Total	**0,89**

5.3. Fuerzas de descompresión de los cables

Con los valores de aberturas de juntas mostrados en la Tabla 5, fue calculada la fuerza mínima que sería necesario aplicar en cada cable para que las dovelas volvieran a quedar totalmente comprimidas. Estas fuerzas son denominadas fuerzas de descompresión en este trabajo.

En la Tabla 6 se muestran las fuerzas de descompresión total (F_{AJ}) en la sección central de cada uno de los vanos estudiados. Por tratarse de cables externos, los cálculos fueron realizados con los valores totales de aberturas de juntas, comprendidas entre dos desviadores. Esta determinación presupone el conocimiento de la fuerza de pretensado en los cables, adoptándose para este análisis, la fuerza obtenida por el método de la cuerda vibrante en los tramos centrales de cada vano (ver tabla 4). Finalmente las deformaciones en los cables fueron calculadas considerando la posición de cada cable en la sección transversal.

Tabla 6. Valores de fuerzas de descompresión en la sección central

Luces	F_{AJ} (kN)
8	235,9
12	265,0
13	96,4

6. VERIFICACIÓN DEL ESTADO TENSIONAL DE LA SECCIÓN CENTRAL DE LOS VANOS 8, 12 Y 13.

Fue realizada también una simulación computacional para verificar el estado de tensiones resultante en las secciones transversales del viaducto en los vanos donde fueron medidas las aberturas entre las dovelas. Para esto fue modelado el viaducto con las cargas permanentes e incluyendo las provenientes de la sobrecarga de los camiones. Los valores de fuerza en los cables considerados en la simulación, fueron los obtenidos a través del método de la cuerda vibrante, mostrados en la Tabla 4.

Para la realización de la simulación fue usado el software CARPE [4], que permite seguir el comportamiento de vigas con dovelas prefabricadas hasta la rotura. Este realiza un análisis no lineal geométrico y físico de vigas continuas pretensadas con cables externos. Su formulación tiene en cuenta las

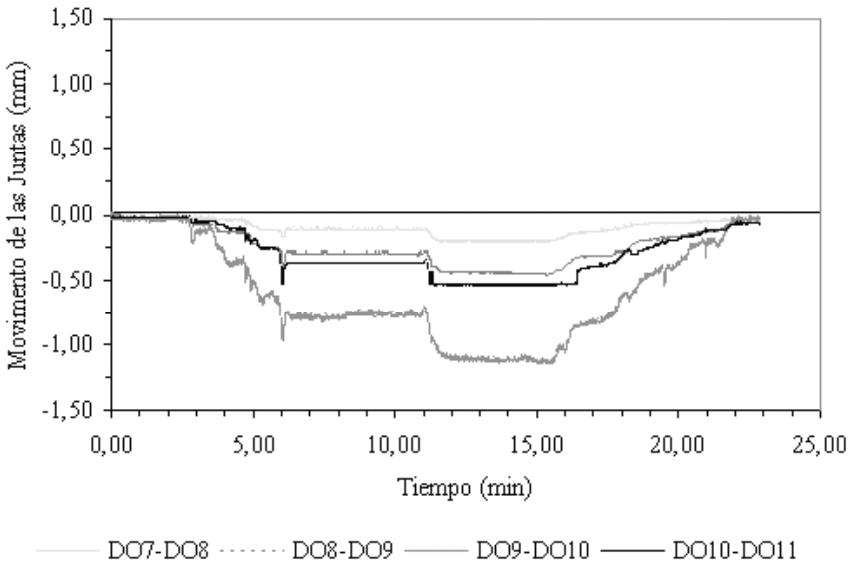


Figura 8. Registro continuo de aberturas de las juntas en el vano 12.

particularidades introducidas por los cables externos, la deformación global de la estructura, la variación de la excentricidad entre puntos de desvío o de anclaje y el eventual deslizamiento de los cables sobre los desviadores.

En el análisis fueron considerados todos los vanos. Los resultados obtenidos mostraron que, efectivamente, como había sido verificado en el ensayo con sobrecarga, los vanos 8, 12 y 13 tenían varias secciones que no estaban totalmente comprimidas. Los valores de tensiones en la sección de hormigón en la fibra superior e inferior en el centro de luz de los vanos 8, 12 y 13 son presentados en la Tabla 7, los valores negativos significan tracción.

Tabla 7. Valores de tensiones en la sección de hormigón en la fibra superior e inferior en el centro de luz de los vanos 8, 12 y 13.

Luces	Tensión fibra superior (MPa)	Tensión fibra inferior (MPa)
8	3,39	-0,27
12	4,57	-4,21
13	3,28	-0,71

Constatada la decomprensión en el medio de los vanos estudiados se determinó con un procedimiento iterativo usando el programa CARPE [4] mencionado anteriormente la fuerza de pretensado adicional necesaria para comprimir totalmente las secciones centrales (F_{CN}) de los vanos 8, 12 y 13. Corresponden a los valores de la Tabla 8.

Tabla 8. Fuerza adicional para comprimir totalmente los vanos 8, 12 y 13.

Luces	F_{CN} (kN)
8	229,9
12	1456,0
13	383,2

7. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En esta sección se realiza una comparación entre los resultados de diferentes procedimientos adoptados en la determinación de las fuerzas medias en los cables. El primero de ellos, presentado en la sección 3, calcula la fuerza teórica de proyecto, considerando las condiciones iniciales y las pérdidas de pretensado a lo largo del tiempo. El segundo criterio, presentado en la sección 4, deduce la fuerza de pretensado real aplicada en los cables mediante el método de la cuerda vibrante. El tercer criterio, determina la fuerza de descompresión a partir de los ensayos de aberturas de juntas. Finalmente, considerando el estado de tensiones de las secciones centrales en los vanos 8, 12 y 13, las fuerzas adicionales fueron determinadas para comprimir totalmente la sección central.

La Tabla 9 reúne, para los vanos estudiados, los valores de fuerza media por cable, en el tramo central, calculados por procedimientos teóricos (F_{TC}), los valores de fuerza media por cable calculados por el método de la cuerda vibrante (F_{mc}), la fuerza de descompresión calculada a través de las aberturas totales de las juntas (F_{AJ}), las fuerzas adicionales necesarias para comprimir totalmente las secciones centrales (F_{CN}), la fuerza total de todos los cables en el tramo central ($F_{mcTotal}$), obtenida con el número total de cables y los valores de fuerza media por cable calculados por el método de la cuerda vibrante (F_{mc}).

Las fuerzas teóricas corresponden a las condiciones iniciales de proyecto, pretendiendo un estado de tensiones finales donde las dovelas estarían comprimidas. Se admite que los valores de las fuerzas obtenidas por el método de la cuerda vibrante corresponden a los valores reales en los cables en estado de servicio. La cuarta columna de la Tabla 9 expresa una diferencia porcentual significativa entre esas dos magnitudes, destacándose el vano 13 con diferencia del orden de 21,9% representa aproximadamente una quinta parte de la fuerza total teórica calculada en la sección del tramo central. Estas diferencias evidencian dos aspectos de este análisis. Por un lado explica por qué aparecen las aberturas de juntas en un estado de servicio. A pesar de no comprometer la integridad del viaducto, esta situación puede, sin embargo, afectar el funcionamiento de la estructura. Por otro lado señalan las posibles causas del problema. Algunos levantamientos realizados en el viaducto muestran alguna diferencia entre lo que fue proyectado y lo que fue construido, sobretodo en el trazado de los cables, aspecto que afecta directamente la excentricidad de los cables. Los desviadores merecen también la atención porque son elementos relativamente frágiles con relación al resto de la estructura, susceptibles a fallos constructivos, y cuya rotura parcial o total modifica el pretensado de los cables.

Analizando los valores referentes a las fuerzas de descompresión (F_{AJ}), asociadas a las aberturas de las juntas, se observa que en todos los vanos, el valor de fuerza de descompresión calculada a través de las aberturas totales de juntas, representa aproximadamente 9% de la fuerza total real existente en el vano ($F_{mcTotal}$).

Tabla 9. Valores de fuerza en los cables en la sección central por diferentes procedimientos.

Luces	F_{TC} (kN)	F_{mc} (kN)	$(F_{TC}-F_{mc})/F_{TC}$ (%)	F_{AJ} (kN)	$F_{mcTotal}$ (kN)	$(F_{mcTotal}-F_{AJ})/F_{mcTotal}$ (%)	F_{CN} (kN)
8	3268,6	3040,0	7,0	235,9	24320,0	9,90	268,2
12	3161,6	2769,5	12,4	265,0	44312,0	9,94	1456,0
13	3190,4	2492,5	21,9	96,4	29910,0	9,97	383,2

La diferencia entre la fuerza de descompresión (F_{AJ}), correspondientes a las aberturas totales de juntas, con relación a la fuerza adicional para comprimir totalmente la sección central (F_{CN}), obtenida a través de simulaciones computacionales, mostró ser coherente en el vano 8, pero no para los vanos 12 y 13, en los que se obtuvieron fuerzas bastante diferentes. Estas diferencias se explican ya que en las simulaciones, las fuerzas corresponden con la suma de todas las aberturas mientras que en el ensayo las mediciones corresponden a una junta específica y no incluyen los valores relativos a las juntas que no fueron monitorizados en el momento de aplicar la sobrecarga debido a los camiones.

8. CONCLUSIONES

El análisis realizado en este trabajo procuró mostrar el potencial del método de la cuerda vibrante, para la determinación de la tensión real en los cables con pretensado exterior. La simplicidad de la instrumentación para la aplicación del método puede ser una de sus grandes ventajas. Los valores obtenidos con este procedimiento quedaron por debajo de la fuerza teórica, por lo que ésta debería garantizar la compresión total en servicio. Los resultados de este análisis muestran que incluso con la consideración del error intrínseco del 5% atribuido al método de la cuerda vibrante [2], persiste, todavía, una diferencia del 15% en relación con la fuerza teórica calculada, como se observa en el vano 13. Como la fuerza teórica considera las pérdidas, para explicar tal diferencia, es necesario investigar los otros factores que pueden afectar el pretensado. En general en la etapa constructiva aparecen imperfecciones no previstas: variación de excentricidad de los cables, rotura parcial de desviadores que aumentan las pérdidas de pretensado, entre otras. La aparición de aberturas en las juntas confirma el potencial del método de la cuerda vibrante, ya que demuestra que el valor de la fuerza teórica inicial no es suficiente para comprimir totalmente las dovelas. Se debe aplicar una compresión adicional en función de pérdidas adicionales no previstas. La simulación computacional realizada con el programa **CARPE** [4] permite determinar adecuadamente las fuerzas que serían necesarias para que las juntas permanecieran comprimidas, mostrándose capaz de reproducir correctamente el comportamiento del viaducto.

9. REFERENCIAS

[1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

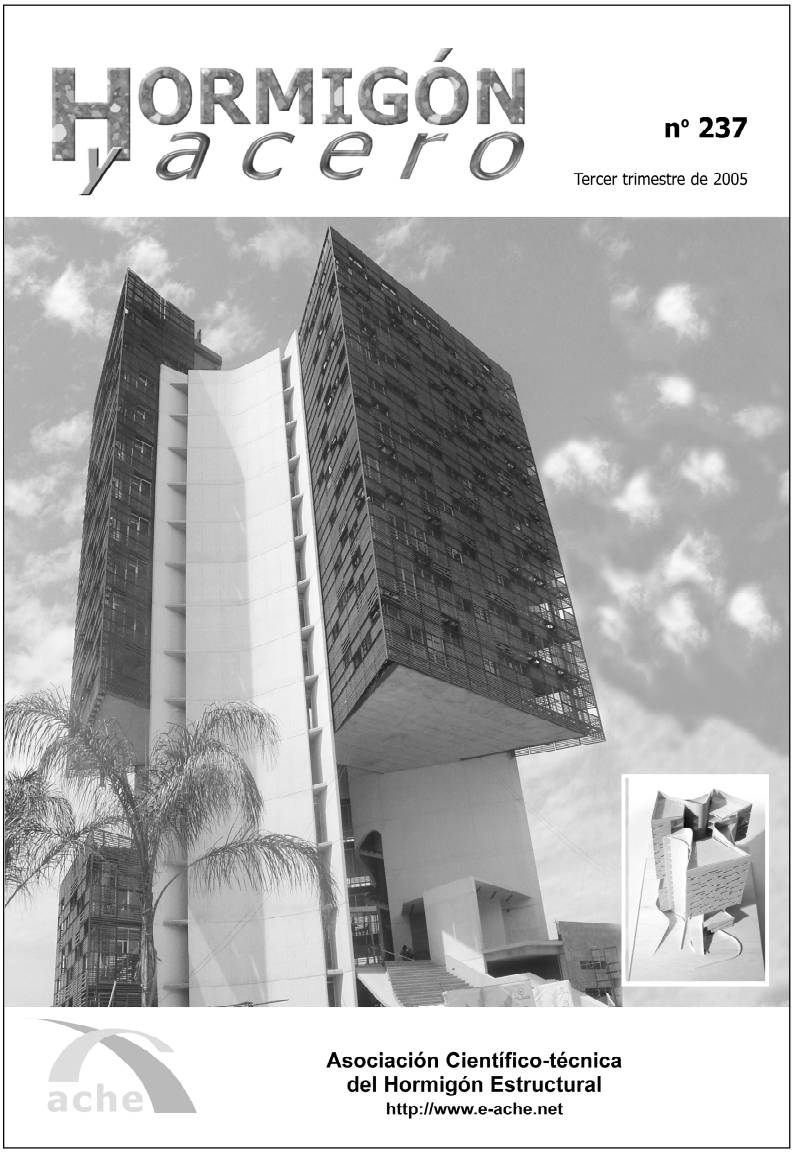
[2] ROBERT, J.L., BRUHAT, D. e GERVAIS, J.P. *Mesure de la Tension des Cables par Méthode Vibratoire*, Bulletin de Liaison de Laboratoires des Ponts et Chaussées n º 173, mayo/junio 1991.

[3] ROBERT, J. L. *Mesure de la Tension des Câbles par Vibration – Méthode d'Essai LPC nº 35*, Technique et Méthods des Laboratoires des Ponts et Chaussées, enero 1993.

[4] DÉSIR, J. M. *Análise Não-Linear do Comportamento até a Ruptura de Vigas de Concreto com Protensão Externa*, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro,109p. (1993).

[5] GARCIA, S. L. G., DESIR. J. M, LEÓN, J. D. U. *Medições de Abertura de Juntas Secas entre Aduelas Pré - Moldadas em Viaduto com Protensão Externa*, XXII Congresso Nacional de Ensaios não Destrutivos, São Paulo, 2004.

Un artículo sobre la Torre Cube finalista del ACI DESIGN AWARD



El artículo de D. Luis Bozzo "The Cube Tower" publicado en la revista Concrete Internacional del ACI (American Concrete Institute) en junio de 2005, fue seleccionado como finalista para el "ACI Design Award" ("Premio ACI al diseño"), según la comunicación enviada por el Vicepresidente Ejecutivo de dicha asociación (Sr. William R. Trolley) al Sr. Bozzo el 12 de junio de 2007. Aunque el artículo finalmente no resultó galardonado con el premio, el Sr. Trolley subrayaba la importancia del hecho de que hubiera sido seleccionado como finalista dado que ACI publica cerca de 500 artículos cada año.

Esta misma obra fue objeto de atención en su momento en Hormigón y Acero. En concreto en el Nº 237, del tercer trimestre del año 2005, se publicó como artículo central de realizaciones el titulado "La Torre Cube en Zapopán (México)". Se trataba de un trabajo del mismo autor, presentado a nuestra revista para hablar de este edificio singular, una torre de 70 m de altura. El edificio consta de 21 niveles cuatro de los cuales se utilizan como estacionamiento y el resto como oficinas. El área total construida es de 17.000 m^2 para parking y oficinas. El coste total resultó en menos de 7 millones de dólares incluyendo instalaciones y acabados.

En este edificio se coordinó la forma estructural óptima, manteniendo el concepto estético de tres módulos de oficinas ligados entre sí por núcleos de servicios. Todo el edificio se apoya solo en tres macropilares o núcleos de hormigón que sirven de circulación vertical. Se trata de un edificio, que según el autor, en su conjunto da sensación de ligereza.

A pesar de ser haber sido concebido como una propuesta evidentemente singular, el mismo presenta mecanismos bien definidos de transmisión de cargas. El desafío de construir en una zona de alta intensidad sísmica un edificio de muchas irregularidades en planta y altura dio como resultado la concepción de una estructura mixta combinando hormigón armado, hormigón postensado y acero laminado.

Aunque el hormigón está en gran parte del edificio, el acero laminado, ocupa un lugar preponderante en las vigas de celosía en voladizo, lo que permite disminuir considerablemente su peso en comparación con sus similares de hormigón (además de constituir un sistema hiperestático y muy dúctil). Los forjados por su alta incidencia en los costos se resuelven con hormigón postensado, lo que permite su optimización y reducción de peso propio.

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 hidraúlicas	7,81	5,86	.....
B-14	Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIB de buena práctica	12,02	9,02	.....
B-15	Comentarios a las modificaciones de la EH-91 relativas a la calidad de hormigones	12,02	9,02	.....
B-16	Estado límite de fisuración en el hormigón estructural	9,62	7,21	.....
B-17	Cálculo simplificado de flechas en estructuras de edificación	9,62	7,21	.....
B-18	El fenómeno de *tensión-stiffening* en las estructuras mixtas	6,01	4,51	.....
B-19	Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4. Estructuras mixtas. Parte 1.1	3,01	2,25	.....
B-20	Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra	12,02	9,02	.....
B-21	Demolición y reutilización de estructuras de hormigón	12,02	9,02	.....
B-22	Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural	12,02	9,02	.....
B-23	Análisis de estructuras mixtas en ordenador	9,02	6,76	.....
E-1	Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados HP 7-92	12,02	9,02	.....
E-4	Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural	60,10	45,08	.....
E-5	Recomendaciones para el proyecto 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	Manutal de Tirantes	42,00	34,00	.....

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 comprensión diametral - Claudio Rocco	30,05	15,03	.....
Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión - Gonzalo Ruiz López	30,05	15,03	.....
Análisis acoplado de los fenómenos de fluencia, retracción y fisuración y efectos de segundo orden en estructuras de hormigón armado - José Antonio Martínez	30,05	15,03	.....
Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios - Jesús Gómez Hermoso	30,05	15,03	.....
Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado- Bahaa Sharaf Tork	19,83	15,03	.....
Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga - Gustavo Ariel Pérez	19,83	15,03	.....
Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado(+ separata) - Manuel Burón Maestro	19,83	15,03	.....
Comportamiento y optimización de puentes 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 criteros 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-Strengh 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	.....

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE

JUNIO 2007

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 Agüí
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: Concepción Velando Cabañas	**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

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.

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 p r ogramas Excel, Freehand (ve r sión 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 15.000 palabras 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 incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la formula.

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 Articulo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.

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 peatonal ecepto 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 relaciones 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 .....



Asociación
Científico-técnica
del Hormigón
Estructural