

HORMIGÓN y acero

nº 216

Segundo trimestre de 2000



**Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural**
<http://www.e-ache.org>

MIEMBROS 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 los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

MIEMBROS PATROCINADORES

- ANEFHOP.**—Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.
- ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES.**—Gran Capitá, 2-4. Edifici Nexus. 08034 Barcelona.
- CALIDAD SIDERÚRGICA.**—Castelló, 128. 28006 Madrid.
- CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.**—Grialba, 9. 28006 Madrid.
- CEDEX (Laboratorio Central).**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINSA-EP.**—Avda. Iparaguirre, 82, 1º. 48940 Leoia (Vizcaya).
- COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL INGENIEROS INDUSTRIALES DE CATALUÑA.**—Vía Laietana, 39. 08003 Barcelona.
- CONSEJO GENERAL DE COLEGIOS OFICIALES DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.**—P.º de la Castellana, 155 - 1. 28046 Madrid.
- CYPE INGENIEROS, S.A.**—Avda. Eusebio Sempere, 5, planta B.03003 Alicante.
- DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETsic-UPM.**—Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.
- DRAGADOS CONSTRUCCIÓN P.O.**—Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- ESTEYCO, S.A..**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
- EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.**—Acanto, 22. 28045 Madrid.
- FUNDACIÓN LABEIN.**—Cuesta de Olabeaga, 16. 48013 Bilbao.
- ICCE.**—Alcalá, 135-2º. 28009 Madrid.
- IECA.**—José Abascal, 53-2º. 28003 Madrid.
- INTEINCO.**—Serrano, 85. 28006 Madrid.
- INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA.**—Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid.
- INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.**—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
- INTEMAC.**—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
- PREFABRICADOS AGRÍCOLAS E INDUSTRIALES, S.A.**—Madrazo, 86 - Entlo. 1.º. 08021 Barcelona.

MIEMBROS PROTECTORES

- ALVI, S.A.**—Orense, 10. 28020 Madrid.
- ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.º, mód. 4-7. 41020 Sevilla.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.**—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- CEMENTOS MOLINS, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL



Foto de portada: Puente de "Los Olivos", Getafe

EDITAN:



GEHO - ATEP
Declarada de utilidad
pública con fecha 4-3-77

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
APARICIO BENGOCHEA, Ángel C.

Miembros del comité:
ARRIETA TORREALBA, José M.
ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
BARBAT BARBAT, Alex H.
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
GONZÁLEZ VALLE, Enrique
JÓDAR MARTÍNEZ, Juan
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MARTÍNEZ CALZON, Julio
MILLANES MATO, Francisco
MORÁN CABRÉ, Francisco
ORTEGA BASAGOITI, Luis
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VILLAR LUENGO, José M. de

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:
Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid
Tel. y Fax 91 766 07 03

Depósito Legal: M-853-1958

ISBN: 0439-5689

Diseño: María del Pozo

Imprime: Producciones Meeting Point
c/ Núñez de Balboa, 96 - MADRID

HORMIGÓN y acero

REALIZACIONES

Puente de "Los Olivos" sobre la Nacional IV en Getafe 3-13
"Los Olivos" Bridge over National Road N-IV in Getafe

L. Carrillo y M. Juliá

El puente sobre el río Ebro en Riba-Roja 17-25
Bridge over the river Ebro at Riba-Roja

J. M. de Villar; J. M. Simón-Talero y F. Calderón Álvarez

Silo para clinker, de 50.000 toneladas de capacidad, en Mataporquera (Cantabria) 27-42
Clinker storage Silo of 50,000t, at Mataporquera (Cantabria)

J. A. Llombart y J. Revoltós

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

Valores frecuentes y característicos de la acción de tráfico sobre los puentes de carretera. Comparación con los valores de la IAP-98 y EC-1 43-52
Frequent and characteristic values of traffic action on spanish highway bridges. Comparison with spanish (IAP-98) and european (EC-1) standards

J. R. Casas

Ajuste de dosificación de hormigones con fibras de acero por consistometría VEBE 53-62
Steel fiber reinforced concrete dosage adjustment by Vebe consistometry

M. Díaz Santos y M. García Cruzado

Influencia de la distribución de estribos y del ancho de los apoyos en la resistencia a cortante de vigas planas de hormigón armado 63-74
Influence of stirrups distribution and supports width in flat reinforced concrete beams strength to shear

P. Serna; M. Fernández Prada, P. Miguel Sosa y O. A. R. Deeb

Estudio experimental del comportamiento a flexión de acero inoxidable 75-85
Experimental study on the flexural behaviour of stainless steel beams

E. Real y E. Mirambell

Fisuración longitudinal de elementos pretensados durante la transferencia de la fuerza de pretensado: II modelización numérica 87-101
Splitting action of the prestressing wire during the transfer of the prestressing force: II Numerical modelling

B. Tork; D. Cendón; J. C. Gálvez y J. Planas

Utilización de materiales compuestos avanzados en el proyecto de un puente atirantado 103-115
Use of advanced composite materials in the design of a cable-stayed bridge

D. Cobo; R. Burgueño; F. Seible y A. Mari

Cálculo aproximado de la presión máxima del terreno bajo zapatas rectangulares rígidas con carga biexcentrica 117-120
Approximation of the maximum stresses under rectangular footings submitted to biexcentric loads

F. Morán Cabré

Comportamiento elastoplástico de puntales telescópicos en teoría de segundo orden 121-125
Second order elastoplastic behaviour of telescopic steel props

F. Morán Cabré

INSPECCIÓN, MANTENIMIENTO Y REPARACIÓN

Rehabilitación de puentes del pasado. Una tarea del futuro 127-137
Refurbishment of bridges from the past. A task for the future

P. Tanner y L. Ortega Basagoiti

RINCÓN DE ACHE

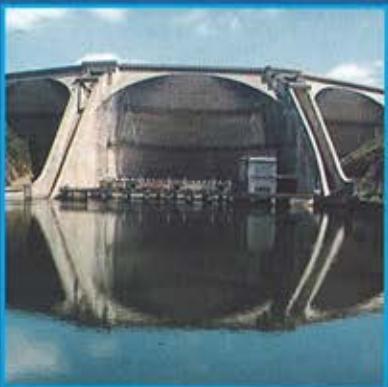
Comisión 4 "Uso y mantenimiento" 139-142

Monografía M-1 de ACHE "Armaduras pasivas en la Intrucción EHE"

Monografía M-2 de ACHE "Manual de tecnología de hormigón con fibras de acero"

143-144

145-146



A circular logo containing a stylized 'P' and the text 'PROPRIO CERTIFICADO'.

1000000000

FAPRICELA

Indústria de Trefilaria, S.A.

FABRICAMOS:

- **CORDONES DE 7 ALAMBRES DE ACERO PARA ARMADURAS DE HORMIGÓN PRETENSADO**
 - **ALAMBRE DE ACERO PARA HORMIGÓN PRETENSADO**

UN NUEVO RUMBO EN LA INDUSTRIA DE TREFILERIA.

C/ María de Molina, nº 56, Oficina 200 - 28006 MADRID

Telet: 91 745 08 54 - Fax: 91 745 08 51

Web Site: www.fapriceja-espana.jazztel.es

E-mail: fapricela-espana@fapricela-espana.jazztel.es

Puente de "Los Olivos" sobre la N-IV en Getafe

"Los Olivos" Bridge over National Road N-IV in Getafe

Luis Carrillo Gijón
Manuel Juliá Vilardell
Dres. Ingenieros de Caminos

NECSO, S.A.

RESUMEN

Se muestra en el artículo el proyecto y construcción del puente atirantado de "Los Olivos", situado sobre la N-IV, en el término municipal de Getafe. El puente de hormigón armado, atirantado mediante dos planos de atirantamiento, de tres vanos y luces moderadas, 14 + 54 + 14 m, tuvo su diseño fuertemente influenciado por su emplazamiento y entorno social, obligando a tener en cuenta, de forma dominante los condicionantes estéticos, además de conseguir que durante su construcción se afectase lo menos posible al tráfico rodado de la autovía. En la publicación, se describe su morfología, cálculo, materiales y proceso constructivo.

INTRODUCCION

La urbanización "Los Olivos", promovida por la empresa municipal *Getafe Iniciativas S.A.*, está situada al pie del cerro de "Los Ángeles", al Este de la N - IV, separada del resto del municipio de Getafe por esta Autovía. Existía un fuerte interés político y social, en lograr que el crecimiento de la Urbanización fuera dependiente de este Ayuntamiento, por lo que era necesario facilitar la comunicación entre ambos centros.

zación fuera dependiente de este Ayuntamiento, por lo que era necesario facilitar la comunicación entre ambos centros.

Inicialmente, la conexión en sentido Getafe - Los Olivos, podía realizarse a través del paso superior existente para el acceso al cerro de Los Ángeles, pero la discontinuidad de la vía de servicio en dirección Madrid, obligaba a incorporarse a la autovía y salir de ella inmediatamente para entrar en la Urbanización, todo ello en un espacio muy corto con un tráfico intenso lo que hacía que las maniobras de incorporación y salida resultaran muy peligrosas. En sentido opuesto, Los Olivos - Getafe, la situación era aún peor, ya que había que desplazarse hacia Madrid, hasta el paso inferior de CAMPSA, situado en el antiguo trazado de la N - IV, requiriendo para ello, una maniobra, también arriesgada, de cruce de los 3 carriles de la autovía, para pasar al carril de la izquierda en un recorrido muy corto. Todo ello, hacía clara la necesidad de construir un nuevo paso superior de conexión entre ambos centros, y así lo decidió la empresa municipal G.I.S.A., (Figura 1).

SUMMARY

The article describes the design and construction of the cable stayed bridge "Los Olivos", over the N-IV in the Municipality of Getafe. It is a reinforced concrete bridge, cable stayed by means of two staying planes, and three spans of moderated length 14 + 54 + 14 m. Nevertheless, the design was strongly conditioned by the location and the social environment that required taking into account the aesthetic aspects and try to disturb the highway traffic as little as possible during construction. The article describes the bridge morphology, calculations, materials and methods of construction.

INTRODUCTION

"Los Olivos" residential area, promoted by the Municipal Company "Getafe Iniciativas S.A.", is located at the foot of the "Los Angeles" hill, to the East of the N-IV. It is separated from the rest of the Getafe Municipality by the highway. However; there was a big political and social interest in insuring that the growth of "Los Olivos" would

depend on the Town Council, and this bridge would facilitate communications between both communities.

Initially, connection in the direction Getafe – Los Olivos was possible by the existing overpass to have access to Los Angeles hill. Nevertheless, in direction of Madrid, the side lane was discontinued. This circumstance forced the incorporation to the highway, to leave it immediately after to enter "Los Olivos" in a very short space and with heavy traffic. This meant a big danger in the incorporation and exit manoeuvres. In the opposite direction, Los Olivos – Getafe, the situation was even worse. It was necessary to go in direction of Madrid as far as the Campsa under-

pass, situated on the old National Road N-IV. This involved a risky manoeuvre, crossing 3 lanes of the highway to reach the left lane in a very short run. All this clearly indicated the need for a new overpass to connect both points, and that was the decision of the G.I.S.A. (Figure 1)

On the other hand, another request was that the bridge should be an invitation to enter the municipal district of Getafe, for all the traffic circulating on the national road. Its facade should then stand out among the other overpasses existing on this road (Figure 2). At the same time, it should be a reference of "Los Olivos", assisting public awareness.

Por otro lado, se quiso también que el puente fuera una sugerencia de entrada al término municipal de la villa de Getafe, para todo el tráfico que circula por la nacional, por lo que su imagen debía destacar de los pasos existentes sobre esta vía, (Figura 2). Sirviendo, al mismo tiempo, como punto de referencia, para la Urbanización, ayudando con él a su publicidad.

Pero el trazado en alzado del nuevo enlace, al existir un espacio muy restringido para los accesos, junto con el gálibo mínimo de 5'50 m. requerido sobre la autovía, imponía también al puente, el condicionante de un canto estricto.

La solución adoptada, ante estas premisas, fue un puente atirantado, de tres vanos, con luces de 14'20 + 54'15 + 14'20 m., que salva la N - IV con su vano central, (Figura 3) permitiendo el paso de las futuras vías de servicio a través de los vanos laterales.



Figura 1. El puente desde el arcén de la N-IV.
Figure 1. Bridge from N-IV shoulder



Figura 2. Perspectiva del puente.
Figure 2. Bridge perspective.

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Tablero

El tablero es un tramo de hormigón armado, de 82'80 m. de longitud, empotrado en las pilas y apoyado sobre los estribos. El vano central de 54,15 m. de luz, se sustenta en cuatro puntos intermedios mediante tirantes, situados en dos planos diferentes, uno en cada borde del tablero.

La anchura del tablero es de 17 m., (Figura 4), descompuesta en una calzada de 10 m. de ancho, separada mediante defensas, de dos carriles-bici de 2 m. situados a ambos lados y al mismo nivel que la calzada y dos aceras elevadas de 1'50 m. (Figura 5). El pendienteado transversal de la calzada, del 2 %, hace que el canto del tablero, constante longitudinalmente en todo el tramo, varíe transversalmente desde 0'80 m. en los bordes a 0'96 m. en el eje.

En la zona de encuentro con las pilas, las aceras se ven interrumpidas por los fustes de las pilas que, atravesando el tablero, reciben el atirantamiento, por lo que para mantener la anchura libre constante, se ensancha el tablero en estas zonas en 0'80 m., mediante plata-

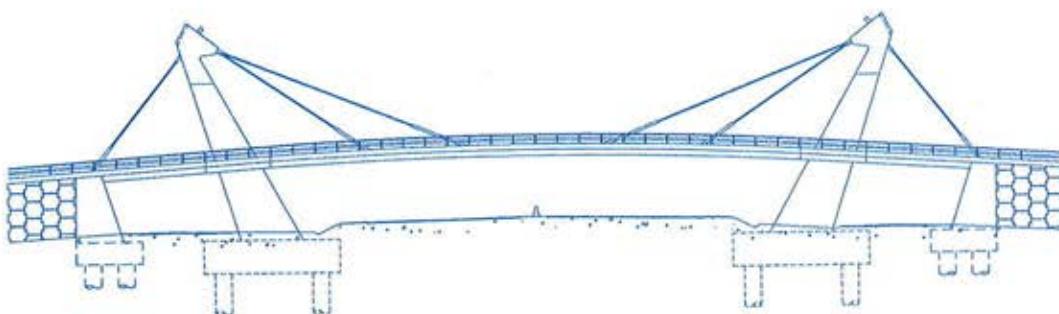


Figura 3. Alzado general del puente.
Figure 3. Bridge general elevation.

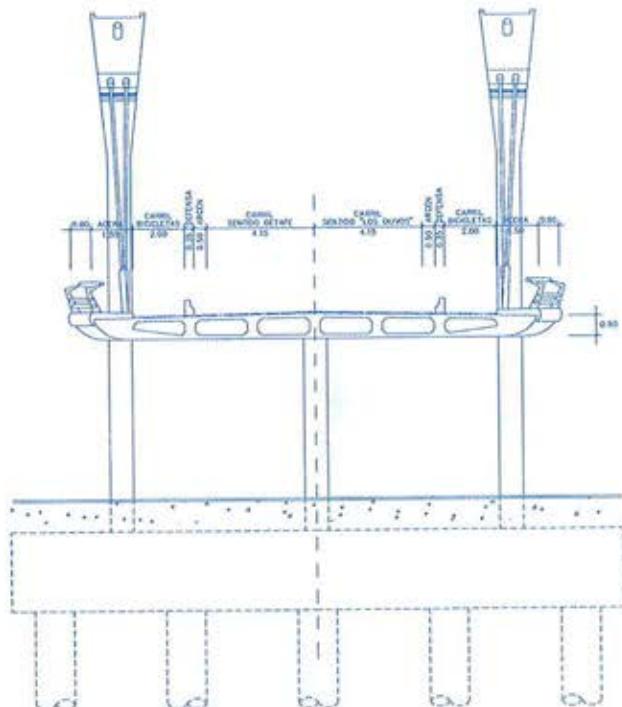


Figura 4. Sección transversal del puente.
Figure 4. Bridge cross section.



Figura 5. División del tablero en acera, carril-bici y calzada.
Figure 5. Deck sections: Sidewalk, bicycle lane and road way.

The elevation layout of the new connection, due to the very limited space for the accesses and the minimum clearance of 5,5m. required on the highway, also imposed on the bridge the condition of a strict depth in the deck.

To meet these requirements, the solution chosen was a cable stayed bridge of three spans 14,20 + 54,15 + 14,20 meters (Figure 3). The central span crosses the highway and the side spans allow the passage of the future service lanes.

STRUCTURE DESCRIPTION

Deck

The deck is formed with a reinforced concrete structure of 82,80 m, encastered

on piers and supported on abutments. The central span, 54,1 m long, is supported on four intermediate points by means of stays, placed on two different planes, one on each side of the deck.

The deck is 17 m wide (figure 4), composed of a 10 m wide carriageway. At each side of the carriageway, there is one bicycle lane 2 m wide and one elevated walkway 1,50 m. wide (Figure 5). The 2% transversal slope of the carriageway makes that the deck depth, which is longitudinally constant all along the stretch, varies transversally from 0,80 m on the side to 0,96 m in the axis.

To maintain the walkway width in the areas where the pylons cross it, the deck

is enlarged up to 0,80 m, creating a balcony with circular plan, permitting an appropriate pedestrian pass around the pylons (Figure 6). This balcony breaks the continuous front, standing out these particular points.

In plan view, the bridge axis cut in with the highway axis, with an 81° angle, which provokes a very small obliquity of the deck. This, together with the high parabola curvature of the deck in elevation, makes loosing the longitudinal and transversal symmetries of the structure.

The slab (Figure 7), is a box deck composed by six polygonal voids, which

formas de planta circular y radio 5'80 m., quedando el paso para los peatones libre en torno a los cuatro fustes (Figura 6). Al mismo tiempo estos ensanches rompen el frente continuo del tablero, resaltando su encuentro con las pilas.

El eje del puente incide, en planta, con un ángulo de 81° con el eje de la autovía lo que provoca una ligera oblicuidad del tablero, que unido a la elevada curvatura de la parábola del trazado en alzado, hacen perder las simetrías tanto longitudinal como transversal de la estructura.

La sección transversal del tablero, (Figura 7), consiste en una losa aligerada mediante seis aligeramientos poligonales, con los que se crean 7 nervios longitudinales, de 0'40 m. de espesor en los 5 interiores y de 1'50 m. en los 2 exteriores. Todos ellos quedan unidos superior e inferiormente por losas de 15 cm. de canto.

El anclaje de los tirantes al tablero se realiza sobre los nervios exteriores y con el objetivo de que los capots de protección de los anclajes no descuelguen del tablero, disminuyendo el gálibo libre de la autovía, los anclajes se sitúan en el interior de unos cajetines que muerden estos nervios exteriores, con una profundidad suficiente para que los capots queden ocultos en el alzado general del puente (Figura 8).

Tanto en la zona de apoyo sobre pilas y estribos como en las secciones de anclajes de tirantes, desaparecen los aligeramientos, en un ancho medio de 2'50 m., formando con ello los correspondientes nervios transversales en estas secciones de apoyo (Figura 9). Por otro lado, las esquinas inferiores de los paramentos verticales exteriores de la losa, aparecen achaflanadas, mediante arcos de radio 1'50 m., con lo que el canto del tablero, en el alzado frontal, se muestra curvo, induciendo aun más la imagen de esbeltez.

Todo el encofrado, no solo el del tablero sino también el de las pilas y estribos se realizó con tablas de madera machihembradas, con el fin de lograr un aspecto cuidado en el hormigón (Figura 10). Siguiendo con este criterio, de cuidar el acabado, para facilitar el hormigonado de la losa inferior bajo los aligeramientos, evitando la posibilidad de



Figura 6. Vista de las plataformas en torno a las pilas.
Figure 6. Platform view around the piers.

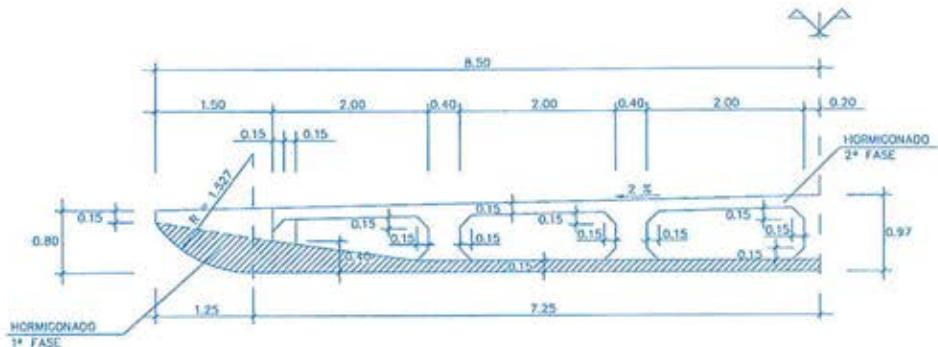


Figura 7. Semisección transversal del puente.
 Figure 7. Bridge cross semi-section.



Figura 8. Vista inferior del tablero.
 Figure 8. Deck - Bottom view.

create 7 longitudinal nerves. The 5 internal ones are 0,40 m thick, and the 2 external ones, 1,50 m. All of them are linked in the upper and lower part by 15 cm depth slabs.

The stays anchoring to the deck is carried out on the outside nerves. To avoid the protection caps of the anchorage being projected out of the deck, reducing the free clearance of the highway, anchorages are placed inside boxes inserted in the external nerves, deeply enough for the caps to be hidden in the general elevation of the bridge (Figure 8).

In the support area on piers and abutments, as well as in the stays anchoring sections, the voids disappear, on a 2,50m width approximately, forming the correspondent transversal nerves in these supporting sections (Figure 9). In the other hand, the lower corners of the vertical external faces of the slab are beveled by means of arches of 1,50 m. radius. This makes that the deck depth, in the frontal elevation, shows curved and induces even more the svelteness image.

All the formwork of the deck, piers and abutments, was carried out with matched wooden tables, in order to get a good face of the concrete (Figure 10). Following with this criteria to take care of the finishing, the execution of the deck was carried out in two phases to facilitate the concreting of the lower slab, and to avoid the formation of air holes that would damage its aspect. During the first phase, the entire lower slab of 15 cm and the two external ner-

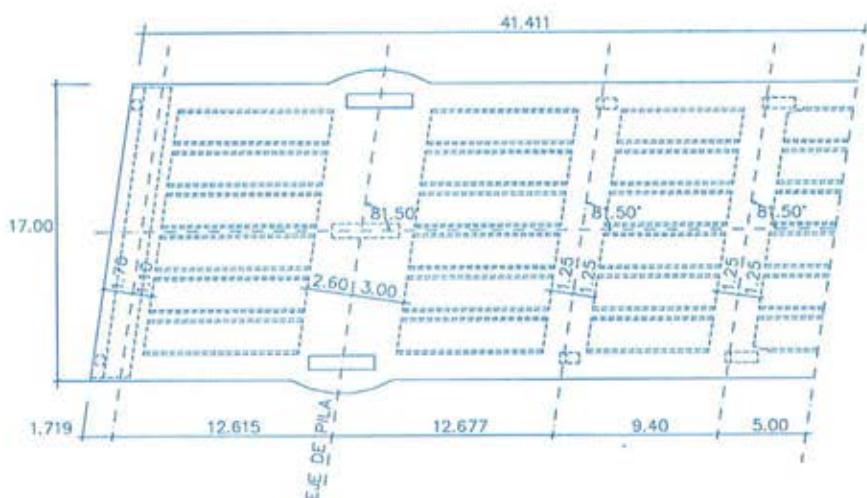


Figura 9. Semiplanta de aligeramientos del tablero.
 Figure 9. Voided slab semiplan.

ves were concreted, which means that the whole visible surface was carried out during this first phase. Concreting of the rest of the section, inside nerves and upper slab will be carried out in a second phase.

This construction method imposes to the falsework that must be installed over the N-IV, very restrictive conditions of deformability, in order to avoid that parasite flexion forces that appear in the lower slab when concreting the second phase can be relevant.

On the other hand, as it is necessary to maintain the traffic on the highway with a clearance of 5 m. (Figure 11), the depth available for the falsework was very limited, and therefore, the falsework was very heavy.

This limitation of the admissible deflections of the falsework required even to pile its intermediate support on the central reserve by means of micropiles, carried out during night shift to perturb as less as possible the traffic on the N-IV

formación de coqueras, que perjudican su aspecto, la ejecución del tablero se realizó en dos fases. En una primera, se hormigona toda la losa inferior de 15 cm. de espesor y los dos nervios exteriores, con lo que toda la superficie vista se ejecuta en esta primera fase, dejando para la segunda el resto de la sección, los nervios interiores y la losa superior.

Este proceso constructivo, impone unas condiciones de deformabilidad, a la autocimbra que hay que disponer sobre la N-IV, muy restrictivas, para evitar que los esfuerzos de flexión parásitos, que aparecen en la losa inferior, al hormigonar la 2^a fase, puedan ser relevantes.

Como por otro lado, es preciso mantener el tráfico en la autovía con un gálibo de 5 m., el canto disponible para la autocimbra quedaba muy limitado, y por ello la cimbra resultó muy cuajada (Figura 11). Esta limitación de las flechas admisibles para la autocimbra obligó incluso a pilotar su apoyo intermedio sobre la mediana de la autovía mediante micropilotes, ejecutados en turnos de noche para afectar lo menos posible al tráfico intenso de la N-IV.

Pilas

Cada una de las dos pilas en las que empotra el tablero, está constituida por tres fustes (Figura 12). De ellos, los dos exteriores atraviesan el tablero y alcanzan una altura de 12 m. por encima de él. La sección transversal de cada fuste es rectangular, de ancho constante, igual a 0'90 m. en toda la altura por debajo del tablero y en los 6'50 m. primeros por encima de él, ensanchando linealmente, en los 5'50 m. superiores, hasta llegar a 2'40 m. en coronación. Por el contrario, el canto de la sección disminuye linealmente en toda la altura del fuste desde 5'60 m. en la base a 1'70 m. en la sección de garganta creada bajo el capitel. En este elemento, de aspecto frontal triangular, que remata los fustes superiores, se anclan los tres tirantes, que forman el sistema de atirantamiento de cada lado (Figura 13).

Esta morfología de las pilas no se ajusta a criterios estructurales, tan solo se han buscado formas adecuadas estéticamente de construcción sencilla, de



Figura 10. Detalle del encofrado.
Figure 10. Formwork detail.



Figura 11. Autocimbra sobre la N-IV.
Figure 11. Travelling shutter over the N-IV.



Figura 12. Vista de los fustes de una pila.
Figure 12. View of Piers shaft.

ahí el uso de las variaciones lineales de canto y espesor y la inclinación constante de su eje hacia el exterior del vano atirantado para reforzar la idea intuitiva de colaboración del peso de la pila en el trabajo de atirantamiento.

Cada pila consta además, de un encegado paralelepípedico, de 23'50 x 12'30 x 3'00 m., que permite repartir las cargas sobre el terreno a través de 2 x 5 pilotes de 1'50 m. de diámetro y 19 m. de longitud.

Sistema de atirantamiento

El vano central sobre la N – IV, está sustentado por dos planos de atirantamiento, situados en ambos bordes del tablero, y formados cada uno de ellos por cuatro tirantes, dos por mástil, que-

dando, de esta manera, el vano central soportado en 8 puntos intermedios, cuatro por borde. Además, cada mástil se une al estribo correspondiente, mediante un tirante de retenida, con lo que el sistema completo de atirantamiento está formado por 12 tirantes. En realidad, los tirantes de retenida se anclan al tablero en la sección de apoyo, y este a su vez permanece anclado al estribo mediante cables de pretensado.

Los tirantes están formados por cordones autoprotegidos de 15 mm. de diámetro en número variable, 28 para los cortos, 37 para los largos y 46 para los de retenida. Los anclajes activos se sitúan sobre los mástiles, siendo pasivos los del tablero, desde donde no era posible tesar por el tráfico inferior de la autovía (Figura 14).

Piers

Each one of the two piers in which the deck is encasted is formed with 3 shafts (Figure 12). The two external shaft cross the deck and overpass it in 12 m long. Transversal section of each shaft is rectangular, with a constant width of 0,90 m along the entire height under the deck and in the first 6,50 m over it. It increases linearly in the next 5,50 m. until it reaches 2,40 m at the top. At the contrary, the section depth decreases linearly along the entire height of the shaft, from 5,60 m at the base to 1,70 m in the section under the head. In this triangular frontal shape element that tops the upper shafts, three stays are anchored that form the staying system of each side (Figure 13).

This morphology does not respond to structural criteria but only to aesthetic and adequate forms of easy construction. That is why the linear variations on depth and thickness, and the constant inclination of its axis to the outside of the stayed span, have been used, to reinforce the intuitive idea of collaboration between the weight and the pier in the staying support.

Each pier has also a parallelepiped piling cap of 23,50 x 12,30 x 3,00 m., that allows to distribute loads on the ground through 2 x 5 piles of 1,50 m diameter and 19 m length

Staying system

The central span over the N-IV is supported by two staying planes, placed on both edges of the deck. Both are composed by four stays, two per pier. That means that the central span is supported in 8 intermediate points, four on each edge. Also, each pier is linked to the correspondent abutment by means of a retaining stay, that is to say that the complete staying system is composed of 12 stays. In fact, retaining stays are anchored to the deck in the supporting section, and this is anchored to the abutment by means of prestressing cables.

Stays are formed by self protected cords of 15 mm diameter, which number varies: 28 for the short stays, 37 for the long stays and 46 for the retaining



Figura 13. Detalle de capitel de pila.
Figure 13. Pier head detail.

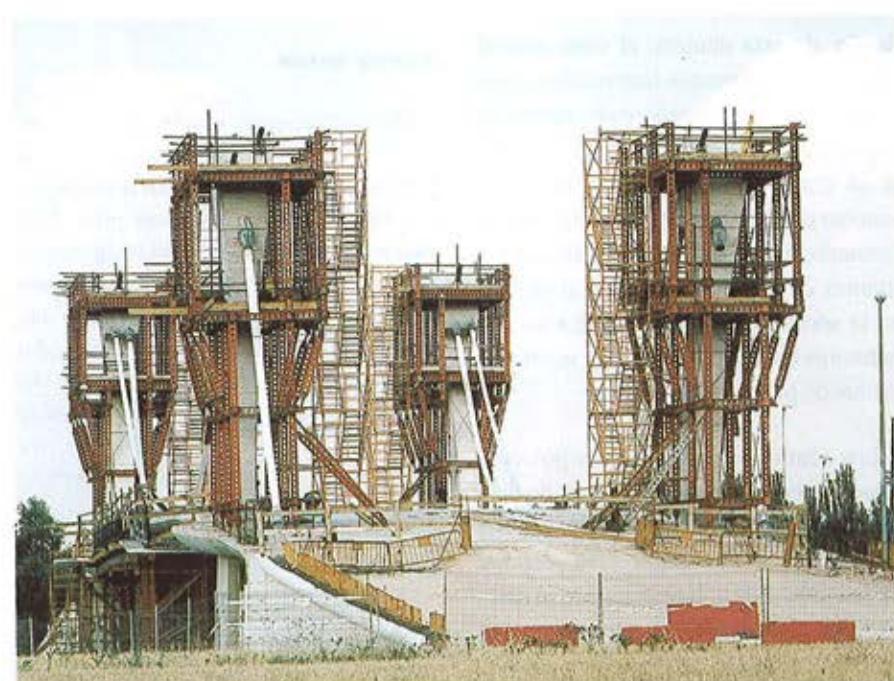


Figura 14. Andamios para el tesado de tirantes.
Figure 14. Cables prestressing falseworks.

La escasa longitud de los tirantes obligó a tener un cuidado especial en la precisión con la que se colocaban sus anclajes y tubos de protección para evitar que las fuerzas creadas en los desviadores por errores de replanteo afectasen al cable o al propio fuste.

Estribos

Cada uno de los estribos está compuesto por un muro frontal, con el cajeadío correspondiente para recibir al tablero prolongado lateralmente mediante dos muro en vuelta. El paramento visto del muro frontal es ataluzado para que acompañe a las líneas de la pila, con un ángulo de talud de 75° (Figura 15).

La cimentación es del tipo profunda, formada por un encepado ortoédrico de 19 x 6 x 2 m. unido a 8 pilotes de 1'50 m. de diámetro y 19 m. de longitud, dispuestos en dos planos.

El tablero descansa sobre cada estribo a través de 7 aparatos de apoyo de neopreno zunchado, perforados para permitir el paso de los 7 cables de pretensado que anclan el tablero al estribo.

MÉTODO DE CÁLCULO

La estructura, tanto en servicio como en construcción, se analizó con un modelo espacial de barras, utilizando un programa comercial de elementos finitos. Con él se comprobaron todas las fases intermedias de construcción, mediante un análisis no lineal, incluyendo elementos para simular la cimbra y la autocimbra, conectados a los del tablero mediante elementos "gap", y aprovechando la capacidad de muerte y nacimiento de elementos que permite el programa, para la simulación del hormigonado por fases del tablero.

Por otro lado, se analizaron los estados tensionales creados en el capitel de los mástiles, modelizándolos con elementos finitos tridimensionales, en fase elástica (Figura 16). A partir de ellos se dimensionaron las armaduras de refuerzo en estas zonas.

MATERIALES

El hormigón empleado en tablero y pilas fue del tipo H-350, mientras que en el alzado de estribos fue H-300 y H-250 en encepados y pilotes. El acero



Figura 15. Estripo.
 Figure 15. Abutment.

pasivo utilizado fue del tipo AEH-500, resultando las siguientes cuantías:

| | |
|-----------------|-----------------------|
| Tablero..... | 230 kg/m ³ |
| Pilas..... | 185 kg/m ³ |
| Estripos..... | 45 kg/m ³ |
| Encepados | 52 kg/m ³ |
| Pilotes..... | 123 kg/m ³ |

PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo consistió en la construcción simultánea de los estri-

bos y pilas, a continuación y sobre cimbra, se ejecutaron los vanos laterales del tablero (Figura 17). Posteriormente, sobre una cimbra autoportante, que apoyaba a ambos lados de la N - IV y sobre la mediana, se construyó el vano central, que lo mismo que los laterales, se hormigonaba en dos fases, primero la losa inferior y los paramentos vistos y a continuación el resto (Figura 18).

Para remarcar la idea de que el puente es una sugerencia de entrada al término municipal de Getafe, incluso para el tráfico nocturno, la obra se ha completado con un sistema de iluminación, que la resalta sin producir efectos de des-

stays. The live anchorages are placed on the piers; the deck ones are dead as it was not possible to strain because of the traffic on the highway (Figure 14).

The short length of the stays made necessary to take a special care in the positioning of anchorage and protection tubes, to avoid that forces created in the deviators because of mistake in the laying out would affect the cable or the shaft.

Abutments

Each abutment is composed of a frontal concrete wall, with the appropriate shape in the top to locate the deck in. Two perpendicular walls are connected to the frontal wall at the edges. The visible face of the frontal wall is leaned to imitate the pier lines, with a slope angle of 75° (figure 15)

The foundation is deep type, formed by an orthoedic pile cap 19 x 6 x 2 m, linked to 8 piles of 1,50 m diameter and 19 m length, placed on two planes.

Deck lays on each abutment by means of 7 reinforced neoprene supporting systems with holes to allow the passage of the 7 prestressing cables that anchor the deck to the abutment.

The structure, in service and in temporary stages, was analysed with a tri-dimensional beams method, using a

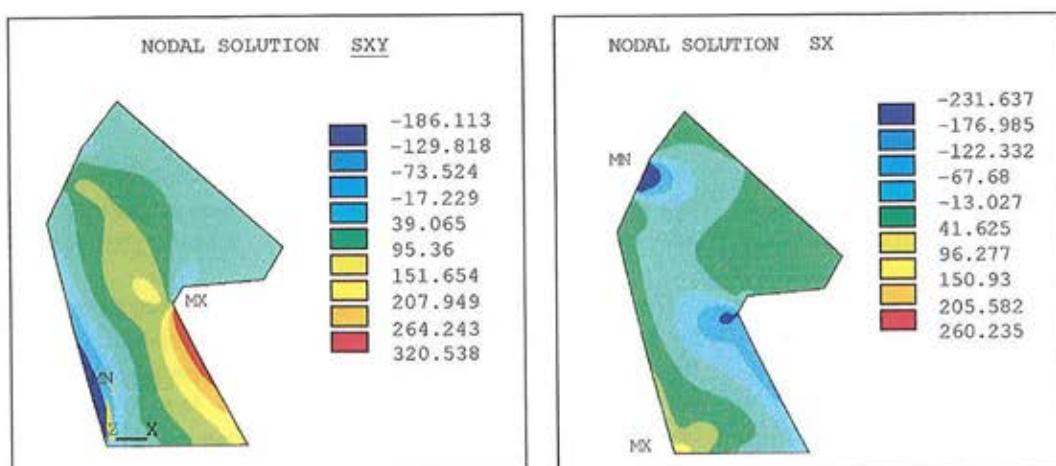


Figura 16. Estado tensional del capitel.
 Figure 16. Pier head tensile state.

commercial program of finite elements. All the temporary phases of construction have been checked with this program, by means of a non lineal analyse, including elements to simulate the false-work connected to the deck by means of "gap" elements, and taking advantage of elements capacity of death and birth for the simulation of deck concreting by phases.

In the other hand, tensional states created in the pier heads were studied, modelizing them with finite tridimensional elements, in elastic phase (Figure 16). The reinforcement of these areas were designed as result of these studies.

MATERIALS

Concrete used in deck and piers was H-350 type. In the abutments elevation was H-300 and in pile caps and piles H-250 type. The reinforced steel used was AEH-500 type, with the following rates (kg of rebar per m³ of concrete):

Deck: 230 kg/m³

Piers: 185 kg/m³

Abutments: 45 kg/m³

Piles caps: 52 kg/m³

Piles: 123 kg/m³

CONSTRUCTION METHOD

The construction process consists in the simultaneous construction of abutments and piers. In a second step, the deck lateral spans were executed using falsework (Figure 17). After this, the central span was constructed on a falsework beam, supported on each side of the N-IV and on the central reserve of the highway. As in case of the lateral spans, the central span was concreted in two phases; first the lower slab and the visible faces and then, the rest (Figure 18).

To insist on the idea of the bridge being a invitation to enter in the municipal district of Getafe, even for the traffic at night, the work was completed with a lighting system that stand it out



Figura 17. Vano lateral descimbrado
Figure 17. Lateral span with falsework already dismantled.

without dazzling the drivers. This system consists in spots placed on stays, piers and shafts (Figure 19).

The bridge was designed by the authors on this article, in collaboration with the Architect Mr. Manuel Collado, and built under the technical direction of the Civil Engineer Mr. Miguel Bañares. The project Manager was the Civil engineer Mr. Eugenio Alvarez. All staying and stressing systems are from Fressinet.

lumbramiento a los conductores. Consiste en una serie de focos dispuestos en tirantes, pilas y estribos (Figura 19).

La obra fue proyectada por los autores del artículo con la colaboración del arquitecto D. Manuel Collado, construida bajo la dirección del ingeniero de caminos D. Miguel Bañares y siendo el Jefe de Obra el ingeniero de caminos D. Eugenio Alvarez. El tipo de atirantamiento y la puesta en tensión corresponde al sistema Freyssinet.



Figura 18. Hormigonado de la losa inferior del tablero.
Figure 18. Deck bottom slab concrete pouring.



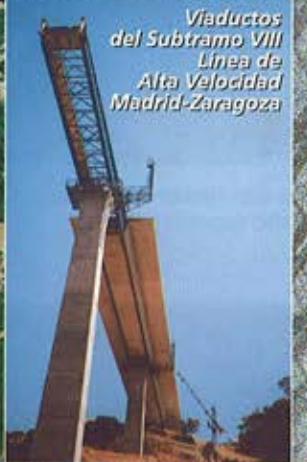
Figura 19. Vista general del puente terminado.
Figure 19. General view of the bridge finished.

Estructuras

- Puentes y Viaductos
- Edificación Industrial
- Estructuras Singulares
- Torres de Telecomunicación



Puente de Ting-Kau y Viaductos de acceso. Hong-Kong



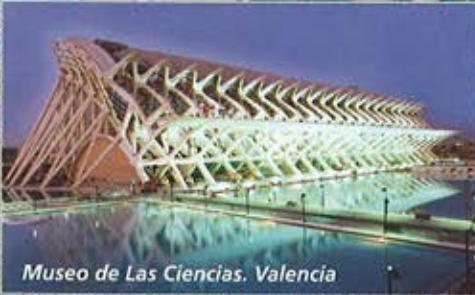
Viaductos
del Subtramo VIII
Línea de
Alta Velocidad
Madrid-Zaragoza



Viaducto de Miraflores. Bilbao



Puente sobre la
Nacinal IV. Madrid



Museo de Las Ciencias. Valencia

TECNOLOGIA
EXPERIENCIA
CALIDAD

En todas nuestras realizaciones



Hangar n° 6 de Iberia, Barajas, Madrid

necso

entre canales cubiertas



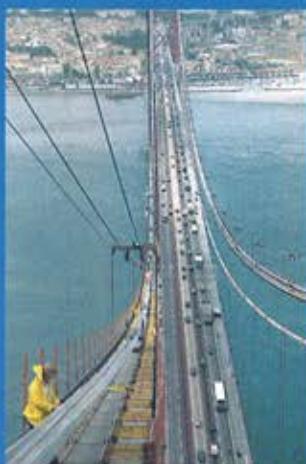
www.necso.es

una compañía **accion**



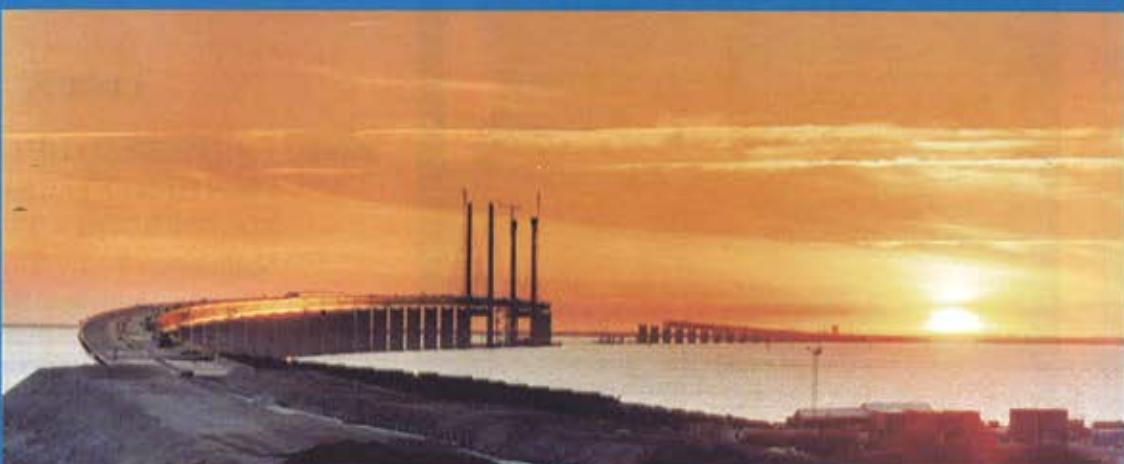
Compromiso de Servicio

25 DE ABRIL



37.500 Km de alambre
paralelo para catenaria

ORESUND



2.350 Km de tirantes especialmente diseñados de acuerdo con los estándares más exigentes

ALAMBRE Y CORDÓN PARA PRETENSADO Y POSTENSADO

TIRANTES PARA PUENTES ATIRANTADOS

SISTEMA COMPLETO DE CABLES PARA PUENTES SUSPENDIDOS

www.  .com



TYCSA Central

Tel. 93 739 91 09

Fax 93 729 42 73

E-mail: construction@tycsa.com



TYCSA USA

Tel: +1 504 455 8755

Fax: 1 504 455 8284

E-mail: gbrown@tycsa.com

TYCSA DEUTSCHLAND

Tel: +49 02104 390494

Fax: +49 02104 390496

E-mail: tycsa.schmeiss@t-online.de

TYCSA ITALIA

Tel: +39 02 57600201

Fax: +39 0257603997

E-mail: jcopado@tycsa.com

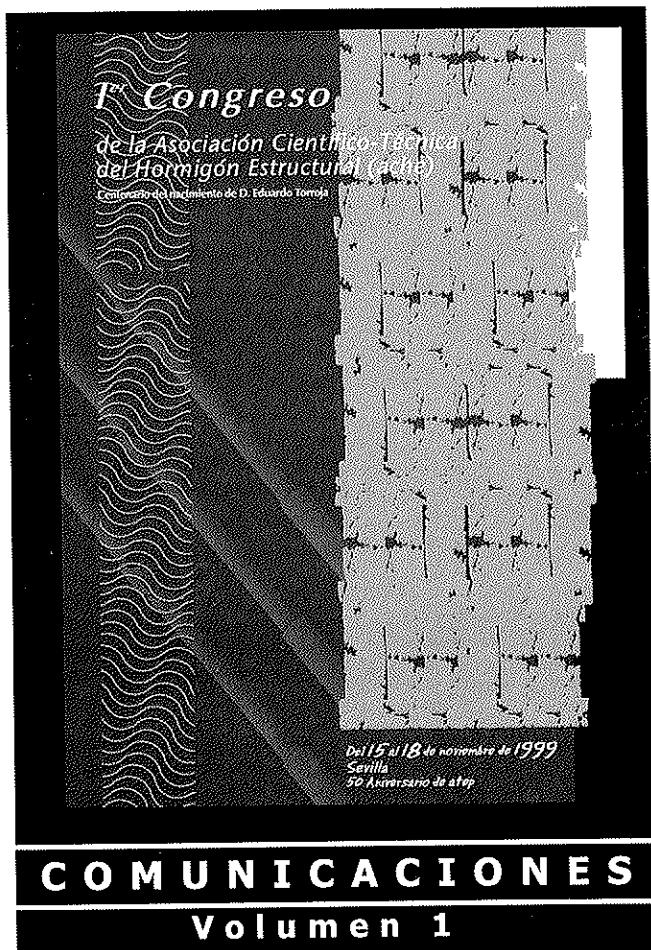
TYCSA NETHERLANDS BV

Tel: +31 (0) 168 471 083

Fax: +31 (0) 168 471 690

E-mail: john.piiper@12move.nl

INFORMACIÓN BIBLIOGRÁFICA



COMUNICACIONES Volumen 1

En esta sección se incluyen referencias de algunos libros y artículos publicados en Revistas que se reciben en el Instituto EDUARDO TORROJA. Los lectores pueden consultar en la Biblioteca del Instituto aquellos artículos que sean de su interés.

LIBROS

Título: 1º CONGRESO DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (A.C.H.E.). Volúmenes 1, 2 y 3

Edita: Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural (A.C.H.E.)

ISBN: 84-89670-14-5. Año 1999

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (A.C.H.E.) celebró su primer congreso en noviembre de 1999, coincidiendo con el Centenario del nacimiento de D. Eduardo Torroja y el 50 Aniversario de la A.T.E.P. Todas las comunicaciones presentadas han sido recogidas en tres volúmenes.

El primer volumen se dedica a «Estudios e Investigación». En él se recoge todo lo novedoso que se ha hecho en las Escuelas de Ingeniería, Laboratorios y Empresas sobre nuevos materiales, como son fibras y hormigón de alta resistencia. También incluye: la Durabilidad de las obras de ingeniería y de las teorías para cuantificar la vida útil en el proyecto, más allá de los simples consejos cualitativos. La Normativa y su estado actual y doce comunicaciones dedicadas al cálculo y diferentes aplicaciones a la tipología de estructuras.

El segundo y tercer volumen se dedica a «Realizaciones de puentes» y «Mantenimiento, Patología y Reparación de Estructuras».

Las comunicaciones que se recogen en ambos volúmenes hacen referencia a las teorías, los medios y las realizaciones prácticas de esta parte de la Ingeniería.

Para más información dirigirse a la Sra. Estrella Rodríguez Neira.

Instituto Eduardo Torroja

C/ Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid

Tel. y Fax: 91 766 07 03

E-mail: Estrella@ietcc.csic.es

El puente sobre el río Ebro en Riba-Roja

Bridge over the river Ebro at Riba-Roja

José M.^a de Villar Luengo

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



José M. Simón-Talero Muñoz

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



Francisco Calderón Álvarez

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Licenciado en Ciencias Físicas

José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

RESUMEN

El puente de Riba-Roja sobre el río Ebro es un puente de hormigón pretensado construido por avance en voladizos sucesivos. Se trata de un tablero de 10,6 m de ancho de tres de vanos de luces 100 + 150 + 100 m que se soporta en pilas con forma de V.

Se presenta en este artículo algunas consideraciones sobre su concepción y diseño y una breve descripción de sus principales características tipológicas y geométricas. También se exponen algunas de las incidencias surgidas durante su construcción, junto con las soluciones que se adoptaron para su corrección. El puente fue inaugurado en 1997.

Some considerations concerning fundamentals and design of the bridge and a slight description of the main typological and geometrical characteristics of the bridge are presented. Description of some of incidences during construction and solutions defined for correcting them are also included in this article. The bridge was open for users in 1997.

1. INTRODUCCIÓN

El puente de Riba-Roja permite el cruce sobre el río Ebro en las proximidades de la localidad de Riba-Roja de Ebro en la provincia de Tarragona (España). La obra se encuadra dentro del Plan de Emergencia Nuclear (PENTA).

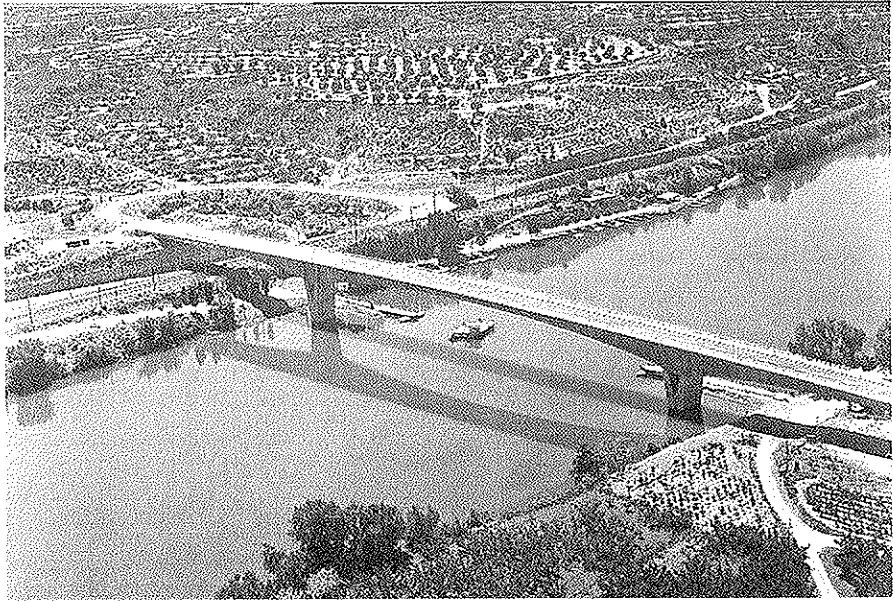


Figura 1. Vista general del puente

SUMMARY

The bridge over the river Ebro at Riba-Roja is a prestressed concrete continuous bridge build by the cantilever construction method. The girder is 10.6 m width, being three spans 100 + 150 + 100 m length supported by V shape piers.



El presente artículo tienen como objeto describir someramente las características del puente, presentar algunas de las incidencias que surgieron durante su construcción y detallar ciertos aspectos relevantes del control y seguimiento de la ejecución de la obra.

En primer lugar se presenta una descripción técnica del puente seguida de una breve memoria que relata de forma general el proceso de ejecución. A continuación se presentan algunas consideraciones sobre aspectos de la concepción y del diseño del puente que creemos son destacables. Seguidamente se mencionan algunas incidencias surgidas durante la construcción y las soluciones que para su corrección se adoptaron. Se continúa con una relación de algunas particularidades de la instrumentación que se empleó para el control de deformaciones y para la monitorización

durante el desarrollo de la prueba de carga. Finaliza este artículo con una lista de las mediciones de las unidades más significativas y la relación del equipo técnico que intervino, tanto en la redacción del Proyecto como durante la construcción de la obra.

2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

El puente sobre el río Ebro es una estructura continua de hormigón pretensado de 3 vanos de luces 100 + 150 + 100 entre ejes de apoyos construida por voladizos sucesivos. La anchura del tablero es de 10,6 m con sección transversal en cajón unicelular de canto variable entre 7,46 m sobre pilas y 3,00 m en centro del vaneo central.

La planta del puente es recta y el per-

fil longitudinal tiene una pendiente variable entre el 0,5% y el 5%. Transversalmente el tablero posee un bombeo del 2%.

El tablero tiene una anchura de 10,60 m, capaz para dos carriles de 3,50 m, dos arcenes de 0,50 m y dos aceras de 1,50 m donde van dispuestas las barrera flexible y la barandilla, obteniéndose un ancho total de plataforma de 11,0 m.

El esquema estructural es el de una viga continua de 3 vanos con luces de 100 + 150 + 100 m, aunque al realizarse el apoyo en los dos brazos de las pilas intermedias se transforma en 5 vanos de luces 97 + 6 + 144 + 6 + 97 m.

La sección transversal resistente es un cajón unicelular de canto variable, como ya se ha comentado, con un valor máximo de 7,46 m sobre pilas y un

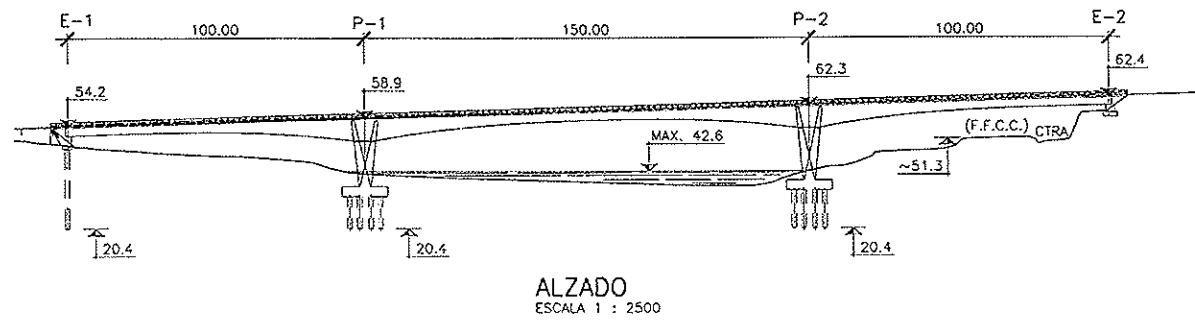


Figura 2. Alzado del puente.

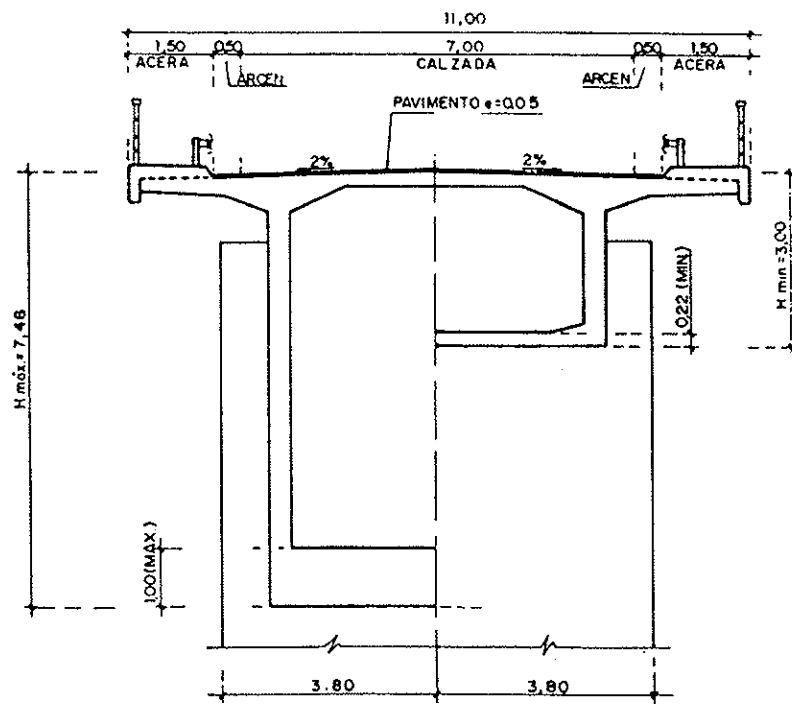


Figura 3. Sección transversal.

mínimo de 3,00 m en el centro de la estructura y en las zonas contiguas a los estribos.

El núcleo de la viga-cajón tiene una anchura de 6,0 m y va rematado superiormente con sendos voladizos de 2,30 m de longitud sobre cuyos bordes se dispone la imposta. Las almas son de 0,40 m de espesor. El forjado superior tiene un espesor variable entre 0,22 y 0,30 m en los voladizos y entre 0,21 y 0,24 entre almas; la unión con las almas es acartelada con cartelas triangulares de 0,80 x 0,22 m la externa y 1,00 x 0,36 m la interna. El espesor del forjado inferior varía entre 0,22 m en las secciones del menor canto y 1,00 m sobre pilas.

El pretensado, dispuesto según el esquema típico de voladizos sucesivos, está compuesto por 72 tendones superiores sobre cada pila (pretensado isos-

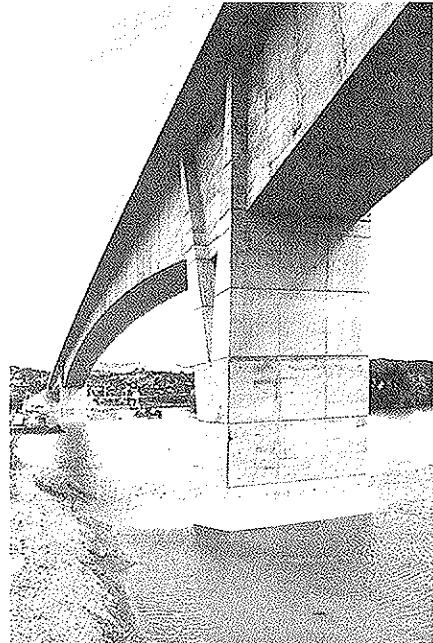


Figura 4. Vista desde península provisional.

tático), formados por 11 cordones de 0,6" y 76 tendones inferiores (pretensando de continuidad), de las mismas características que los superiores, de los que 28 corresponden al vano central y 24 a cada vano lateral. Además se dispone de un pretensado vertical de almas, formado por 204 tendones de 3 cordones de 0,6" cada tendón.

El tablero se apoya en las pilas intermedias mediante aparatos de apoyo de neopreno-teflón que permiten la libre dilatación del tablero en la pila P1, empotrándose el tablero en los dos brazos de la pila P2. Cada pila está constituida por dos pantallas en V de 7,6 m de anchura y canto variable entre 1,6 en la parte superior y 2,75 m en la inferior. Estas dos pantallas se empotran en el encepado en la pila P1 y en un núcleo de 2,7 m de altura en la pila P2.

La cimentación de la pila es profunda mediante pilotes de 1,50 m de diámetro, en número de 14 por cada pila, con encepados de hormigón armado de forma circular en planta de 15,20 m de diámetro interior y 3,25 m de canto.

El estribo de la margen izquierda está formado por un cargadero de 10,6 m de anchura que recibe el tablero y sobre el que se empotran dos pilotes de 1,5 m de diámetro que atraviesan el terraplén compactado y transmiten la carga a la roca.

El estribo de la margen derecha es



Figura 5. Pila P2.

cerrado con aletas solidarias en vuelta y cimentación directa sobre roca.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo seguido para la construcción de cada una de las partes de obra es el que se describe someramente a continuación.

La ejecución de los pilotes de las pilas se efectuó desde unas penínsulas artificiales construidas en el cauce del río. Para la excavación hasta la cota del encepado, una vez hormigonados los pilotes, se procedió a la ejecución de una pantalla de hormigón, con objeto de disminuir hasta prácticamente cero la penetración de agua en el recinto.

Las cimentaciones de los estribos se excavaron y hormigonaron por métodos convencionales.

Las pantallas que constituyen las pilas se ejecutaron por métodos convencionales asegurando convenientemente la estabilidad de los encofrados y de las armaduras, tarea que no resultó fácil debido a

la aparición de fuertes vientos, frecuentes en la zona (ver fotografía adjunta).

El tablero se construyó por dovelas sucesivas, 36 en cada pila, hormigonando *in situ* con carros de avance. Las cabezas de pila se hormigonaron apoyando el encofrado sobre una cimbra apoyada en el terreno formado por las penínsulas artificiales.

Las zonas extremas del puente (24,55 m desde el eje de estribos), se hormigonaron sobre cimbra convencional, una vez construida la última dovela del vano lateral ejecutada con carro y desmontados los carros. Para evitar movimientos del extremo del voladizo, éste se apoyó sobre castilletes de cimbra, dimensionados para absorber los esfuerzos producidos al impedir la deformación que originaría el gradiente térmico actuando sobre el voladizo.

4. LA CONCEPCIÓN Y EL DISEÑO DEL PUENTE

El río Ebro tiene unos 170 m de anchura de cauce en la zona en la que se

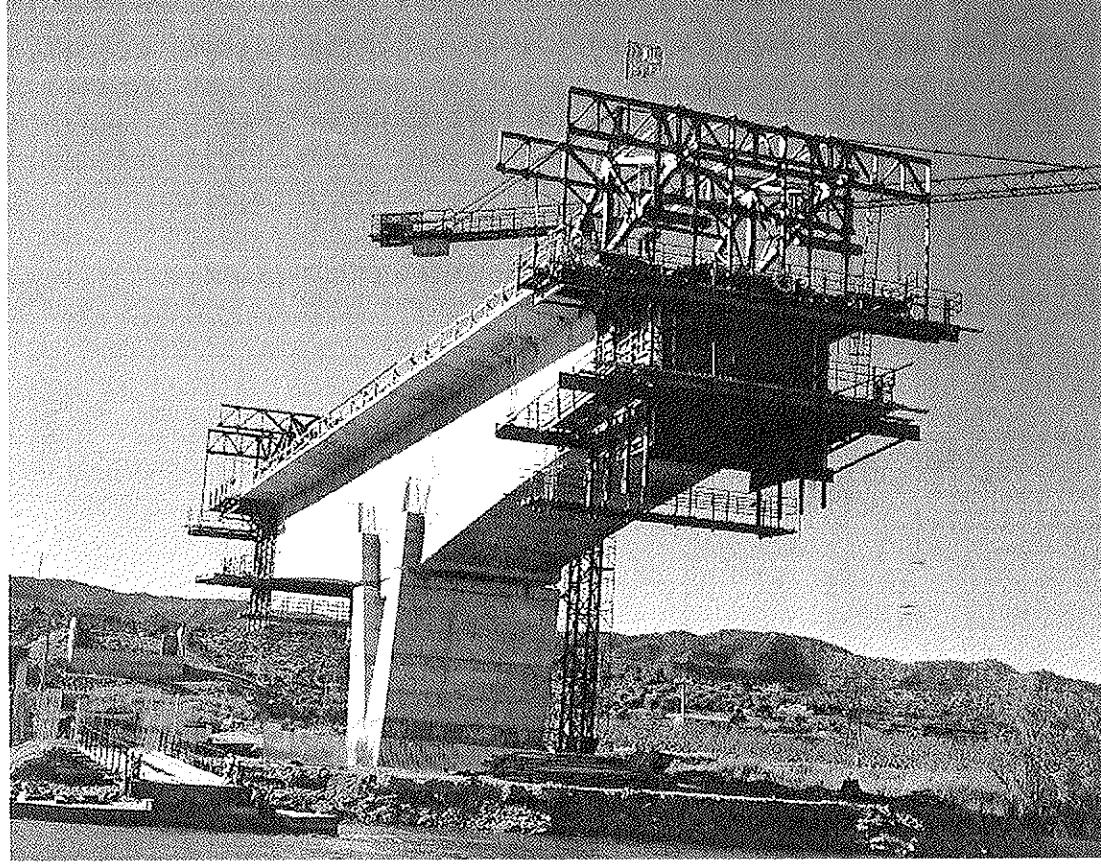


Figura 6. Voladizo de P1 en construcción.

encuentra el puente, siendo la profundidad máxima del agua de unos 15 m. La lámina de agua varía poco su nivel dado que el puente se encuentra situado en la cola del embalse de Flix, estando, por tanto, muy regulado el caudal del río.

Estos condicionantes de anchura del cauce y calado del agua, junto con la suave orografía de las márgenes abogen por una solución tipológica en puente de voladizos sucesivos, que, por otra parte, ha sido muy empleada en este

tramo del río Ebro. La presencia de una línea de ferrocarril con varias vías y una carretera que discurren paralelas al río en su margen derecho obliga a disponer de un vano lateral de compensación de luz también importante.

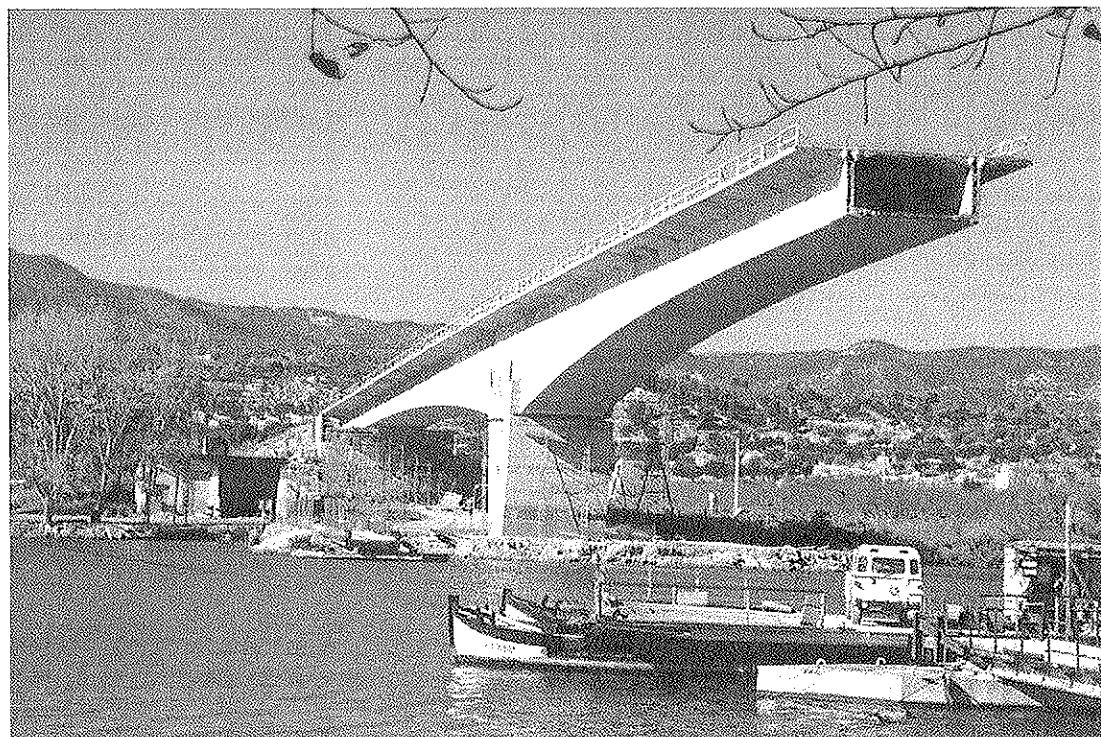


Figura 7. Voladizo de P1 finalizado.

Así se justifica tanto la luz central de 150 m como la de 100 m del vano adyacente al estribo E2. El vano lateral de la margen izquierda resulta por simetría también de 100 m. La presencia ya mencionada de las vías del ferrocarril genera un perfil longitudinal que, aún tratándose de un acuerdo convexo, no resulta, sin embargo, simétrico.

Como ya se ha comentado cada pila está constituida por dos pantallas de hormigón armado en forma de V. La razón es no sólo formal sino también constructiva; la escasa distancia entre rasante y lámina de agua, junto con el elevado canto del tablero, dada la considerable luz del vano central, abogaba por tipologías de pilas de formas rotundas que no desentonaran con el gran canto del tablero. Sin embargo, el proceso constructivo en voladizo obliga a disponer una tipología de apoyos en pilas que sean capaces de absorber los desequilibrios que produce la ejecución con dovelas sucesivas. Para no tener que disponer unos apoyos provisionales se diseñó una pila que pudiera resistir los citados momentos como un par de fuerzas aplicado en cada uno de los brazos de las pilas. Sin embargo, dada la tipología de las pilas, los movimientos impuestos al tablero por la retracción y fluencia del hormigón y por las variaciones térmicas, agotarían las pantallas, en caso de que se empotrara el tablero en ambas pilas. Así se decidió conectar el tablero a la pila P2 y simplemente apoyar aquél en la pila P1.

En el proyecto original estaba previsto disponer un pretensado vertical en los brazos de las pilas en V. Así se conseguiría resistir el fletor que las cargas verticales producen en la zona inferior de cada brazo de las pilas. A instancias de la Empresa Constructora el pretensado de las paredes inclinadas de las pilas se sustituyó por armadura pasiva. Además de dispuso un tirante horizontal entre ambos brazos de cada pila, con objeto de transformar el esquema estático ya descrito en otro más próximo al trabajo de biela-tirante.

Como ya se ha comentado el estribo de la margen izquierda está cimentado con pilotes que transmiten la carga a la capa rocosa profunda. Es, por tanto, un estribo similar a los de tipo abierto pero con cimentación profunda. La colocación del estribo en la coronación del terraplén y la ejecución de los pilotes

desde esa cota superior, mejora apreciablemente el comportamiento de los pilotes, ya que se reduce considerablemente el cortante horizontal que el empuje del terreno produce en los pilotes.

Para finalizar este apartado dedicado a algunas particularidades del diseño, sólo resta hacer mención a la ausencia de losa de transición en el estribo de la margen derecha. Este estribo se apoya en una excavación efectuada en la roca caliza. Dado que la carretera de acceso se ubica directamente sobre la roca caliza que aflora en esa zona no era necesario, más bien resultaría contraproducente, el disponer una losa de transición. Al contrario, se llenó la excavación del trasdós del estribo con hormigón ciclopé para así igualar los asientos del acceso, prácticamente nulos al cimentarse sobre roca, con los del tablero y con los del estribo que resultaban también despreciables.

5. INCIDENCIAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

a) Cabeza de pila P1

Debido a un error en la disposición de la armadura principal de flexión en la cara interior de la pata inclinada lado río en la pila P-1 del puente de RIBA-ROJA, aquélla se dispuso con un gran recubrimiento. Sufrió un desplazamiento creciente a partir del entronque de las patas de la pila, variando desde cero en el entronque hasta unos 25 cm en la cabeza de la pila.

Para comprobar el estado de la pila, se procedió a realizar dos cálculos de naturaleza diferente. En primer lugar se estudió la posible afección de cara al E.L.U. de Rotura de las secciones de la pila y en caso de que existiera una disminución de la seguridad, determinar en cuánto se reducen los diferentes coefi-

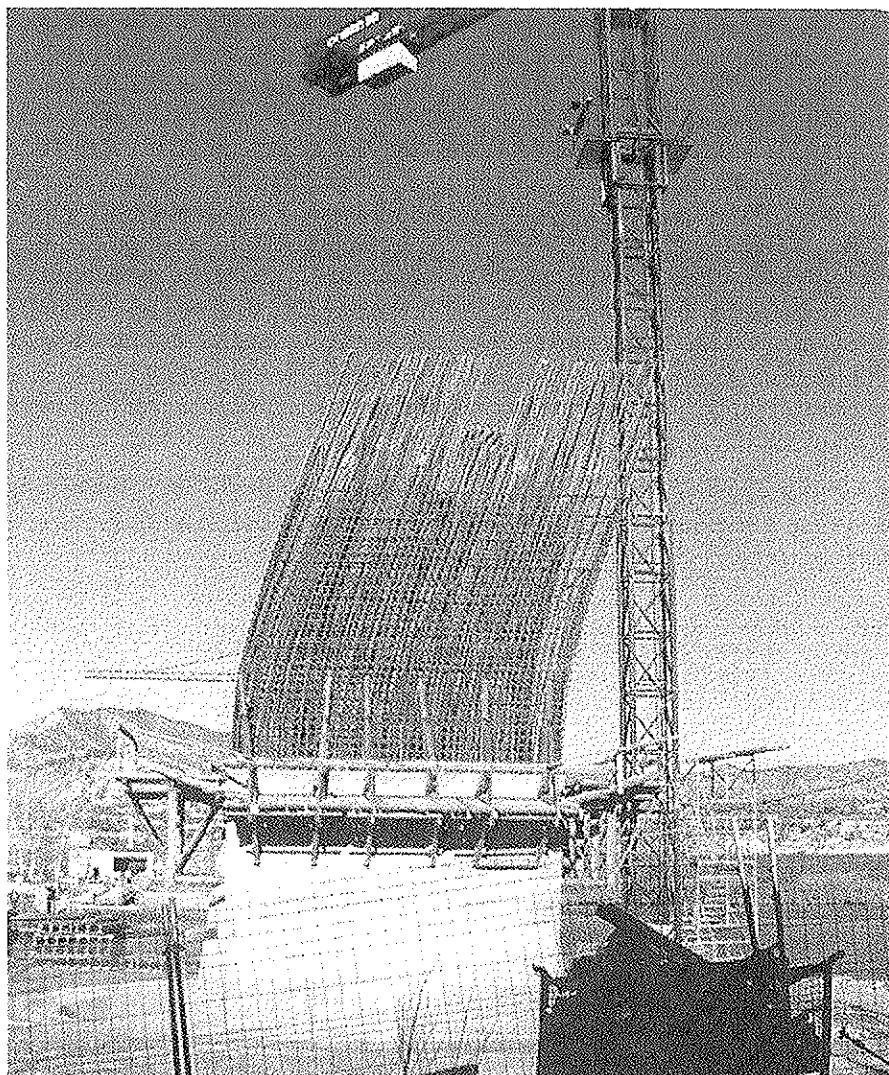


Figura 8. Pila 2 en construcción.



cientes de seguridad. En segundo lugar se estudiaron las condiciones de fisuración, investigando qué posibles desequilibrios en el peso propio del tablero pudieran hacer aparecer una fisuración excesiva en cualquiera de las secciones de la pila.

Como complemento del citado estudio, se realizó una inspección detallada para comprobar el estado de ejecución del citado elemento de obra y estudiar "in situ" las posibles medidas correctoras a efectuar.

De los cálculos realizados se dedujeron las siguientes conclusiones:

– La seguridad de la pila con respecto al E.L.U. de Rotura se reducía; la seguridad residual que quedaba remanente era admisible.

– Sin embargo, un desequilibrio ligero de las cargas de peso propio del tablero durante la construcción podría provocar una fisuración muy importante durante el servicio de la estructura. Así, un desequilibrio del peso propio del 1% con un aumento del 10% en el valor de las sobrecargas con respecto a los valores característicos pondría fuera de servicio la pila. Además, un desequilibrio del peso propio del 2% la pondría fuera de servicio incluso con las sobrecargas características.

Dado que la seguridad global en ELU y ELS del elemento estudiado se encontraba según se ha justificado, dentro de

unos márgenes admisibles no se consideró procedente proceder a la demolición del brazo de la pila P1 tratado. Sin embargo, puesto que estos márgenes de seguridad se reducían ostensiblemente en el caso de la comprobación de fisuración correspondiente al ELS se recomendó reforzar el sistema de control ya previsto con las siguientes medidas:

– Realización de un control exhaustivo, tanto volumétrico como geométrico, durante la ejecución del tablero.

– Instalación de 16 extensómetros en la cara interna del brazo lado río de la pila P1 conectados al sistema de adquisición de datos ya previsto con objeto de efectuar un seguimiento continuo de la posible fisuración en la zona mencionada. Los resultados de la monitorización que se dispuso se comentan en el apartado correspondiente.

Aunque la seguridad global de la estructura no se vio afectada, como ya se ha comentado, hasta extremos inadmisibles, sí es cierto que la disposición de armaduras no era la adecuada para resistir los esfuerzos locales que se producen en la cabeza de la pila. Por añadidura esta zona estaba sometida a unos esfuerzos locales de gran magnitud y complejidad debido a la introducción simultánea, en una superficie relativamente pequeña, de unas cargas muy importantes como son la transmitida por los aparatos de apoyo y la introducida por los anclajes del pretensado de la traviesa de pila.

Por ello se recomendó y así se hizo, la demolición de la cabeza superior ya ejecutada del brazo lado río de la pila P1 en sus 50 cm superiores, y su posterior conexión con armadura pasiva de pila y consiguiente hormigonado.

b) Conexión voladizo-tramo cimbrado

En puentes de la tipología del que nos ocupa, se deben conectar, dado el proceso constructivo, diferentes tramos del tablero de forma que se modifica a lo largo de la ejecución el esquema estático resistente. Así, una vez finalizada la construcción de los voladizos isostáticos de pilas, se desmontan los carros de avance, se hormigonan los tramos extremos de los voladizos laterales con ayuda de una cimbra convencional y se tesa el pretensado de continuidad del vano lateral haciendo así solidario el voladizo correspondiente con el tramo hormigonado sobre cimbra. Este proceso teórico que parece simple se ve, sin embargo, perturbado por algunas particularidades inherentes al proceso de ejecución. Así, por ejemplo:

– El hormigonado a sección completa del tramo sobre cimbra no es, a veces, posible, dado el canto importante de la sección. Si se quiere, entonces, hormigonar en tres fases (forjado inferior, almas y vuelos y forjado superior) es necesario tener en cuenta la disposición del pretensado de continuidad que se sitúa ascendiendo por las almas pero de forma sensiblemente paralela a la junta prevista.

– Finalizado el hormigonado del tramo cimbrado en la zona adyacente al voladizo ya ejecutado, éste tenderá a seguir los movimientos verticales que el gradiante térmico le imponga, sin prácticamente ninguna coacción, ya que el hormigón fresco del tramo cimbrado no resulta todavía suficientemente resistente. Por el contrario este hormigón se verá arrastrado a ello por el movimiento del voladizo, lo que provocaría la fisuración prematura del hormigón del tramo cimbrado en la zona de conexión con el voladizo.

Para evitar esta fisuración se siguió el siguiente proceso de conexión:

– Colocación de puntales metálicos que calzaban el extremo del voladizo.

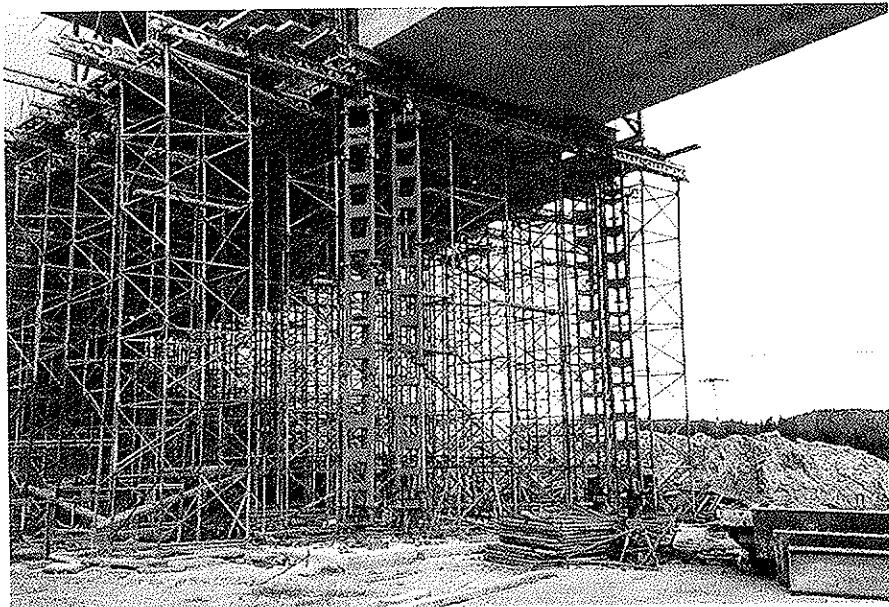


Figura 9. Cimbra del tramo E2-P2.

Esta operación se realizó a primera hora de la mañana en que la punta del voladizo tiende a situarse en su cota más elevada.

– Colocación de unos pesos de 20 Ton en la última dovela del voladizo, para evitar el movimiento ascendente de éste, en caso de que tendiera a producirse.

– Hormigonado del tramo sobre cimbra, con el movimiento inmovilizado en su conexión con el voladizo.

– Tesado del pretensado de continuidad en 1^a fase.

– Retirada de contrapesos de la punta del voladizo.

– Tesado del pretensado de continuidad en fase definitiva.

– Retirada de la cimbra.

c) Cierre central

La fase final de la ejecución de la estructura de un tablero construido en avance en voladizos sucesivos es la conexión en el centro del vano central de los dos voladizos. En Ribarroja se efectuó un cuidadoso control de deformaciones en construcción, según se expone en el capítulo correspondiente de este artículo, que permitió llegar al cierre central con un error en cota de unos 15-20 mm. Sin embargo, la diferencia de pendientes que aparecía entre las dovelas extremas de cada voladizo generaría, de haberse efectuado el cierre en esas condiciones, un quiebro en el trazado del pretensado que hubiera sido difícil de absorber con las traviesas del forjado inferior dispuestas al efecto en esa zona. Por eso se optó por colocar un peso de unas 25 Ton y utilizar el propio peso del carro de avance, que a la razón se estaba empleando como soporte del encofrado de la dovela de cierre central, para igualar estas pendientes. Aún así se incrementó la armadura de las traviesas centrales citadas, realizándose el cierre de la estructura sin otra particularidad digna de ser resaltada.

6. INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL

a) Instrumentación dispuesta

Para un adecuado seguimiento y control de las cotas de dovelas durante el

avance en voladizo se dispuso una instrumentación consistente en un sistema automático de adquisición de datos de 20 canales conectado a un ordenador que soportaba los programas adecuados. En cada "T" del avance en voladizo se dispusieron los siguientes aparatos de medida:

– 1 clinómetro para medir giros en cabeza de pila.

– 8 bandas extensométricas conectadas a 8 barras de acero pertenecientes al bloqueo provisional de apoyo de la Pila P1, y a las barras de conexión pilatlero en la pila empotrada P2.

Además se conectaron 3 sondas de temperatura en el tablero; una en cara superior y otra en cara inferior para poder valorar el gradiente existente y una última para medir la temperatura ambiente.

Por añadidura se dispusieron, como se ha indicado en el capítulo correspon-

diente de este artículo, 16 bandas extensométricas en puntos característicos de la pila P1, para así poder monitorizar adecuadamente la posible existencia, apertura y evolución de las fisuras que pudieran haber aparecido en caso de desequilibrios apreciables durante la construcción en voladizos sucesivos.

b) Resultados obtenidos

Como inicialmente estaba previsto, las lecturas de las barras instrumentadas y, principalmente, del clinómetro fueron empleadas para el control de desequilibrios durante la construcción y para la determinación de las contraflechas de ejecución de cada dovela en función del giro de pila existente en cada momento y de la previsión del giro final.

El gráfico adjunto muestra la evolución del gradiente y de la temperatura

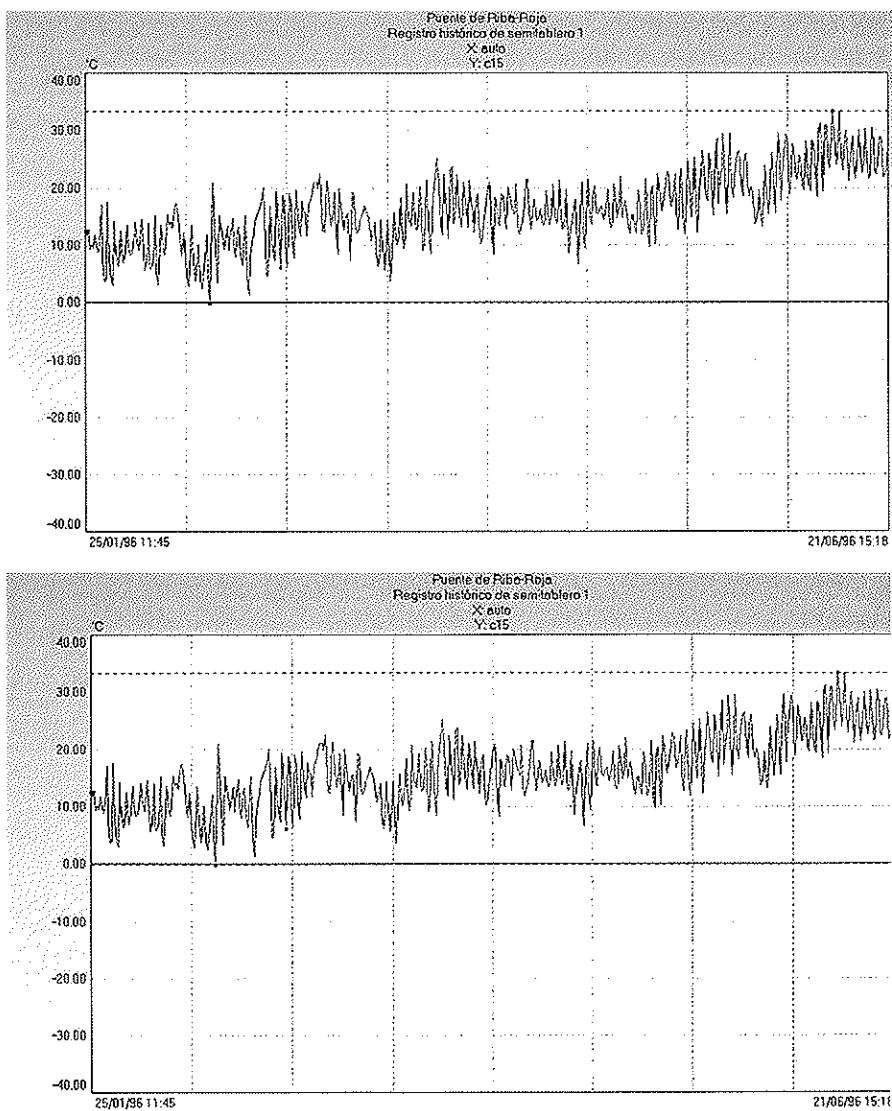


Figura 10. Temperatura ambiente y gradiente en tablero durante la construcción del voladizo de P1.

media medidas a lo largo de la ejecución de la obra. Una diferencia de temperatura entre cara inferior y superior del tablero de 14°C y un rango de temperatura ambiente de 33°C fueron los máximos valores medidos, muy en consonancia con lo propuesto por la nueva Normativa de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras IAP.

La monitorización del brazo lado río de la pila P1 se utilizó para controlar la fisuración de la pila que resultó, en todo momento, despreciable y admisible.

7. LA PRUEBA DE CARGA

Para la realización de la prueba de carga, se instalaron 4 tipos de sensores:

- Transductores de desplazamiento para la medición de flechas en los vanos laterales.
- Un sistema láser para la medida de las flechas en el vano central.
- Clinómetro para la evaluación del giro de las pilas.
- Un acelerómetro para la evaluación de la prueba de carga dinámica.

El sistema láser se utilizó por las dificultades de instrumentar por otro procedimiento la medida de flechas en el vano central, a causa del fuerte caudal que discurre por el cauce del río. Dicho sistema consiste, básicamente, en una unidad que emite un haz de luz cohe-

rente hacia un retroreflector compuesto por un triángulo de espejos dispuestos ortogonalmente entre sí. Cuando el haz incide en el retroreflector, se refleja y retorna hacia el mismo punto de disparo. La particularidad del instrumento empleado es que permite que el haz de luz incida permanentemente en el retroreflector a pesar de los movimientos de éste, para lo cual explora de forma continua el entorno de la posición inmediatamente anterior en que se encontraba el retroreflector. Puede, incluso, dirigir sucesivamente el haz de un retroreflector a otro. Como resultado de todo ello, deja un registro de los movimientos del retroreflector respecto de la posición del emisor.

Para evitar reflejos e interferencias con la fuerte luz solar reinante (la prueba de carga se llevó a cabo en el mes de Julio), el equipo láser se instaló en el interior del cajón; exactamente, en el paso de hombre por el que se accede desde la cabeza de pila P2 al vano central. La cabeza de pila, por su parte, no es una referencia absoluta, sino que presenta los giros estructurales que provocan los sucesivos estados de carga y descarga del puente. Por ello, cuando el retroreflector se mueve, al giro relativo que detecta el sistema láser hay que sumar el giro de referencia que se produce en la cabeza de pila. Ambos giros se median mediante clinómetros dispuestos al efecto en la cabeza de pila P2.

Los resultados de la prueba de carga realizada mostraron que el comportamiento estático del puente era aceptable, produciéndose unas flechas máximas durante la realización de la prueba de carga de unos 40 mm en el vano lateral E1-P1, de unos 60 mm en el vano central P1-P2 y de 33 mm en el vano lateral P2-E2, siendo la recuperación del puente prácticamente instantánea. Estos valores resultaban ligeramente mayores (del entorno de un 5%) que los previstos en el cálculo.

El comportamiento de la estructura durante la prueba dinámica también fue correcto. La frecuencia principal de vibración resultó 1,31 Hz, un poco inferior a la teórica (1,69 Hz), lo que apoya la idea ya expuesta de que la estructura es ligeramente más flexible que lo considerado en el cálculo.

La aceleración vertical máxima presentó un valor máximo de pico igual a

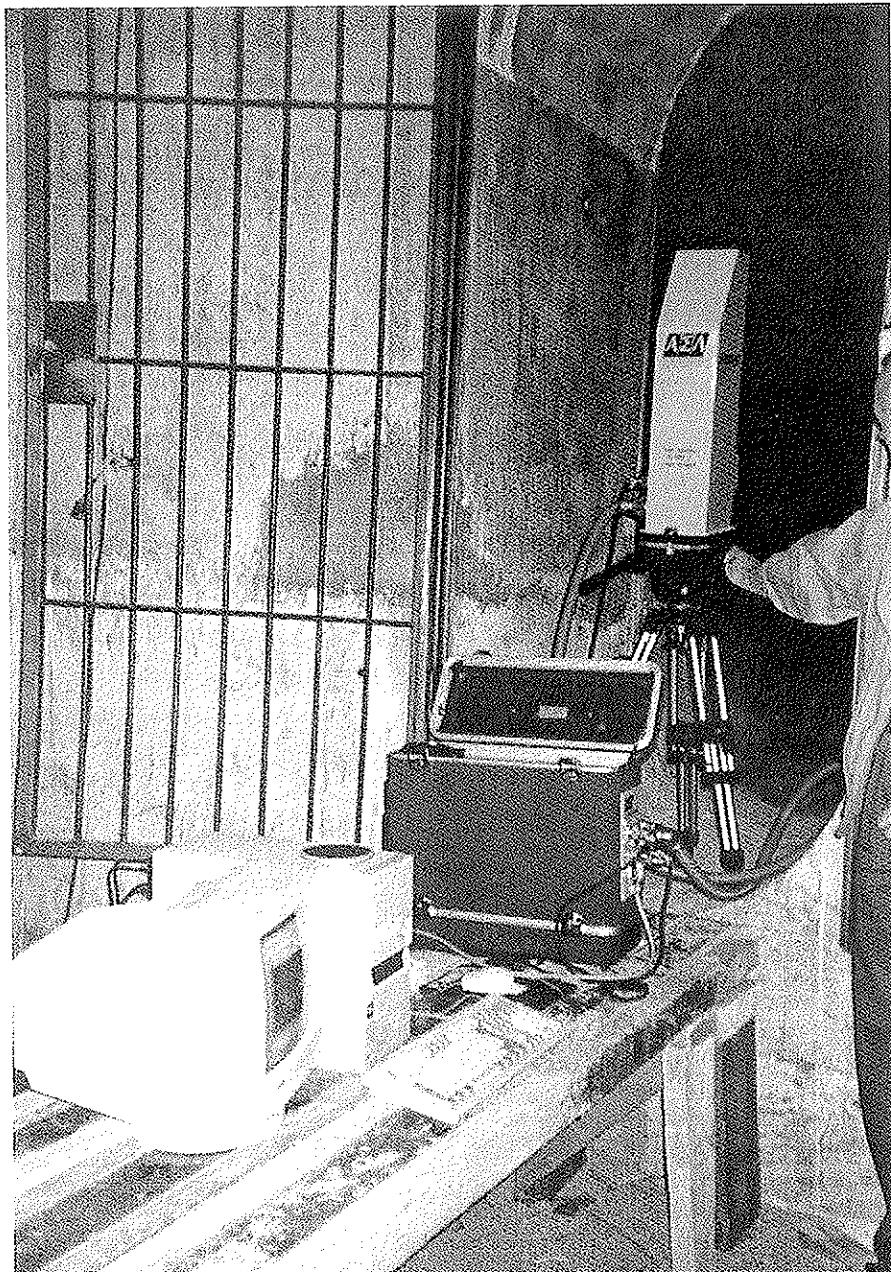


Figura 11. Equipo láser utilizado en la prueba de carga.

0,008g, cifra que se considera poco perceptible por las personas. Los registros de flechas tampoco reflejaron la existencia de amplificaciones resonantes dignas de mención.

8. MATERIALES

Las mediciones y cuantías de algunas de las unidades de obra más representativas son las que se mencionan a continuación:

Tablero:

| | |
|---------------|---|
| Hormigón: | 3.484 m ³ (0,93 m ³ /m ²) |
| Acero pasivo: | 675.900 Kg (181 Kg/m ²) |
| Acero activo: | 196.900 Kg (53 Kg/m ²) |

Pilas:

| | |
|--------------------------------------|--|
| Hormigón: | 1.036 m ³ |
| Acero pasivo: | 127.600 Kg (123 Kg/m ³) |
| Barras de pretensado: | 144 Kg |
| Pantallas horm. armado 65 cm espesor | 1.051 m ² |
| Pilotes 1,50 m diámetro | 332 m |

9. EQUIPO TÉCNICO

Los organismos y empresas y personal técnico que ha intervenido en la redacción del Proyecto y en la construcción de la obra son los que se relacionan a continuación.

DIRECCIÓN DEL PROYECTO

Y DE LA OBRA:

DIPUTACIÓN DE TARRAGONA

- D. Juan Zaballos Guijarro,
Ingeniero de Caminos
D. Vicente Cuello,
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
D. Ignacio Alustiza,
Ingeniero Técnico de Obras Públicas

AUTORES DEL PROYECTO:

- JOSE A. TORROJA,
OFICINA TÉCNICA, S.A.
D. José Antonio Torroja,
Doctor Ingeniero de Caminos
D. José María de Villar,
Ingeniero de Caminos
D. José Manuel Simón-Talero,
Ingeniero de Caminos
D. Francisco Calderón,
Ingeniero de Caminos

CONSTRUCTOR:

- NECSO:
D. Eduardo Cerezo,
Ingeniero de Caminos
D. José Luis Bassas,
Ingeniero Técnico de Obras Públicas

ASISTENCIA TÉCNICA Y CONTROL

Y VIGILANCIA DURANTE LA EJECUCIÓN:

JOSE A. TORROJA, OFICINA TÉCNICA, S.A.

- D. José María de Villar,
Ingeniero de Caminos
D. José Manuel Simón-Talero,
Ingeniero de Caminos
D. Francisco Calderón,
Ingeniero de Caminos

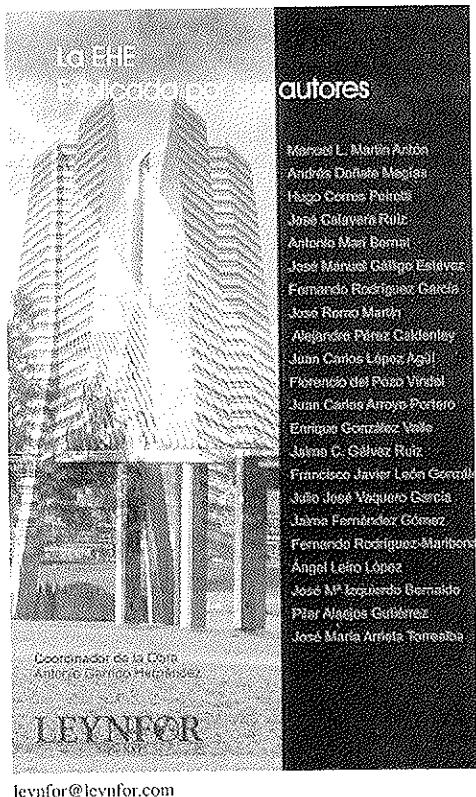
PROSER

- D. Ferrán Rodá,
Ingeniero Técnico de Obras Públicas

INSTRUMENTACIÓN:

KINESIA

- D. Vicente Puchol,
Ingeniero de Caminos



La EHE explicada por sus autores es un texto resultado de la acción concertada de expertos que han intervenido intensamente en la redacción de tan importante reglamento.

La explicación en extenso de los textos reglamentarios, al objeto de registrar toda la riqueza de la discusión técnica que subyace al articulado, es de un gran interés para aquellos que aplican mejor sus conocimientos si conocen su fundamento.

Si a ello se añade que esta explicación la ofrecen los mismos autores del reglamento, nos situamos ante un texto que se convendrá promete una interesante lectura para los técnicos ocupados en la redacción del proyecto y la ejecución de estructuras de hormigón.

En España no hay una tradición extensa en este tipo de textos sobre hormigón estructural, pero hay algunos. Así en 1974 la Comisión Interministerial Permanente del Hormigón publicó Resistencia característica y control de calidad, magnífica monografía en la que se da cuenta de la naturaleza de los estimadores de la EH-73 y en 1994 el GEHO publicó los Comentarios a las modificaciones de la EH-91 relativas a la calidad de hormigones, que es el antecedente inmediato de la revolución que ha supuesto, especialmente en materia de durabilidad, la EHE.

Este libro tiene un valor añadido: su carácter ampliamente coral. Son 22 expertos los que han redactado los distintos artículos, en un meritorio esfuerzo final con el que, lejos de clausurar la discusión intelectual mantenida durante el proceso de gestación de la Instrucción, la prolongan dando las claves para los aspectos que han de centrar los nuevos retos. Retos en los que a las nuevas y fecundas discusiones sobre hormigón estructural no le faltarán, ahora no, los antecedentes, debidamente explicados.

El índice del libro es el de la EHE, para una mejor correspondencia entre el texto oficial y su explicación. Lo que incluye a los anejos, que son, también, explicados por sus autores.

AUTORES

Manuel Martín Antón – Andrés Doñate Megías – Hugo Corres Peiretti – José Calavera Ruiz
Antonio Marí Bernat – José Manuel Gállico Estévez – Fernando Rodríguez García
José Romo Martín – Alejandro Pérez Caldentey – Juan Carlos López Agüi
Florencio Del Poza Vindel – Juan Carlos Arroyo Portero – Enrique González Valle –
Jaime Gálvez Ruiz – Javier León González – Julio Vaquero García – Jaime Fernández Gómez
Fernando Rodríguez Maribona – Ángel Leiro López – José María Izquierdo y Bernaldo de
Quirós – Pilar Alaejos Gutiérrez – José María Arrieta Torrealba

Silo para clinker, de 50.000 toneladas de capacidad, en Mataporquera (Cantabria)

Clinker storage Silo of 50,000t, at Mataporquera (Cantabria)

José Antonio Llombart

Jordi Revoltós

Ingenieros de Caminos

(Estudio de Ingeniería y Proyectos, EIPSA, Madrid)

RESUMEN

Dentro del programa de ampliación de la fábrica de Cementos Alfa, S.A., en Mataporquera, se ha precisado la construcción de un silo para clinker, de 50.000 toneladas de capacidad.

El presente artículo describe las principales características de la estructura, criterios seguidos durante el desarrollo del proyecto y las distintas fases de construcción, que ha sido finalizada en el año 1999 (Figura 1).

La estructura principal está constituida por una lámina cilíndrica de hormigón postesado, apoyada en una base de hormigón armado, mediante placas de neopreno. La cubierta es una cúpula de directriz esférica, formada por una estructura metálica, sobre la que se apoya una lámina de hormigón. La construcción del fuste se ha realizado mediante encofrado deslizante, que ha servido al mismo tiempo para elevar la cúpula metálica hasta su posición definitiva.

SUMMARY

As part of the expansion programme of the factory of Cementos Alfa, S.A., in

Mataporquera, it was necessary to build a clinker silo of 50,000 tonnes capacity.

This article describes the main characteristics of the structure, the criteria followed during the carrying out of the project and the different stages of the construction, completed in 1999 (Fig. 1).

The main structure is made up of a post-tensioned concrete cylindrical shell, resting on a base of reinforced concrete using elastomeric pads. The roof is a spherical-shaped dome, made up of a steel structure, on which rests a concrete shell. The wall was constructed using the slipform system, which served at the same time to raise the steel dome to its final position.

1. DESCRIPCIÓN GENERAL (Figuras 2 y 3)

La estructura principal del silo está constituida por un gran recipiente cilíndrico de 38 metros de diámetro interior. La cubierta del silo es una cúpula, en cuya coronación está situada una torreta destinada a albergar instalaciones pertenecientes al sistema de alimentación de clinker. La altura total de la construcción,

comprendida entre el nivel del pavimento exterior y la coronación de la torreta, es de 58 metros.

El fuste está constituido por una lámina cilíndrica de hormigón, de 0,36 m de espesor, que queda apoyada, mediante placas de neopreno, sobre una estructura base de hormigón armado, provista de una tolva interior con paredes de forma troncocónica. La citada estructura dispone de un orificio para acceso al interior del silo, de dimensiones 4 x 4 m.

El material ensilado reposa sobre una losa, bajo la cual existen dos galerías de descarga en las que se han montado unas cintas transportadoras. Las dimensiones interiores de las galerías son 3,90 m de ancho por 3,30 m de alto.

La losa de fondo, que cubre las galerías, sirve de soporte a la estructura principal del silo y está cimentada mediante un conjunto de 88 pilotes de 1,50 m de diámetro.

2. CRITERIOS SEGUIDOS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL

2.1. Paredes del silo (fuste)

La consideración de las altas presiones ejercidas por el material ensilado en

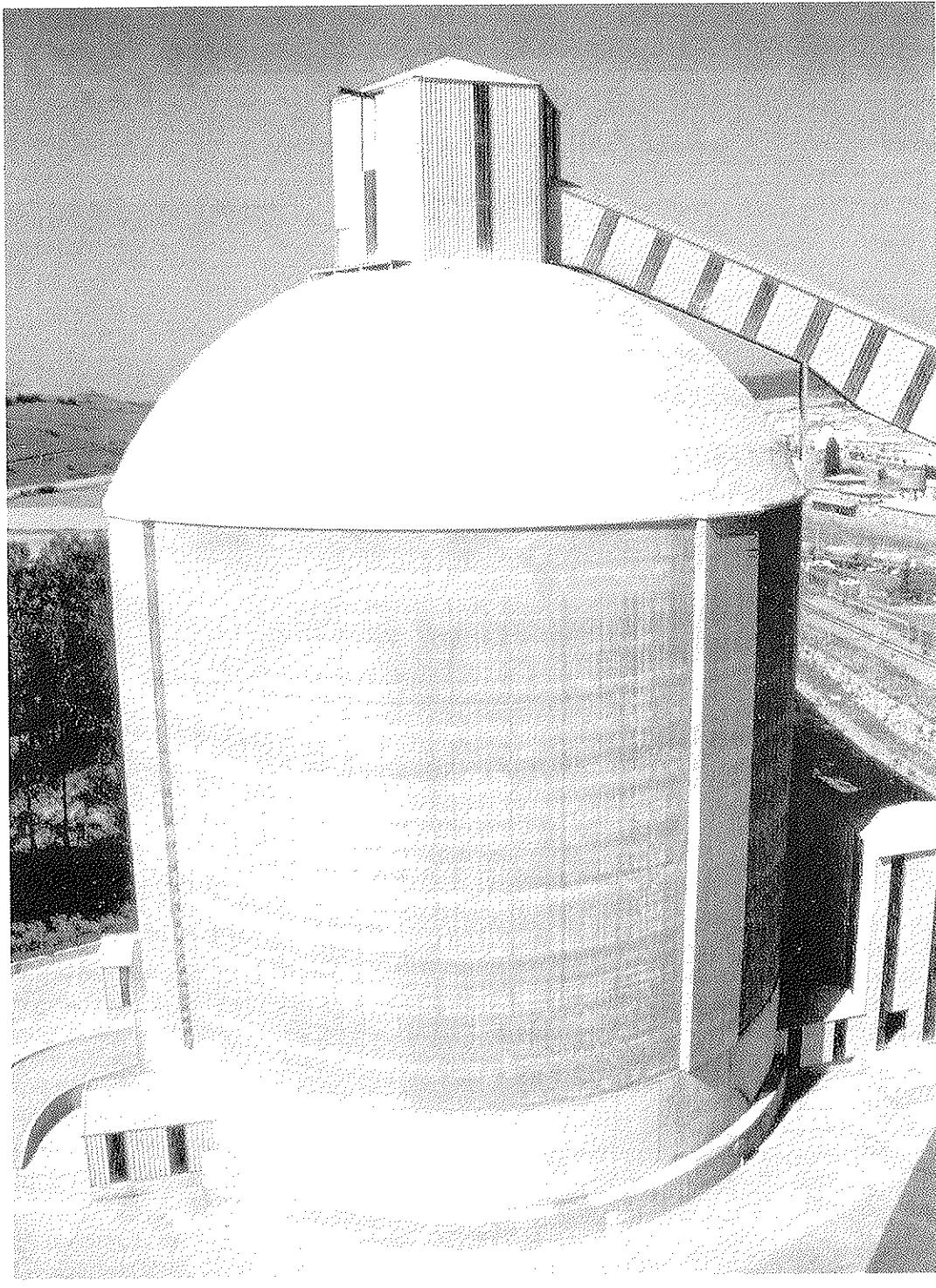


Figura 1. Vista general

la base del fuste, que pueden alcanzar un valor de 210 kN/m^2 con el silo lleno en situación de descarga, ha determinado la conveniencia de adoptar una solución consistente en la construcción de paredes formadas por una lámina cilíndrica, de hormigón postesado, provista de tendones dispuestos con trazado circular.

El fuste del silo se apoya verticalmente sobre una estructura de sustentación, mediante un conjunto de placas de neopreno zunchado (Figura 4). Esta disposi-

sión permite el libre giro y movimiento horizontal, en dirección radial, de las paredes en dicha zona.

Este tipo de vinculación resulta más favorable que el que existiría en caso de unión rígida entre la base y paredes. La eficacia del postesado de la lámina cilíndrica es máxima en el caso de existir libertad de movimientos, ya que la totalidad de las fuerzas de compresión se mantienen enteramente en las paredes. Los esfuerzos de tracción debidos al empuje del clinker se neutralizan con

la compresión producida por el postesado, sin pérdida alguna a través de la estructura de la base. Por otra parte, una disposición estructural con esquema de empotramiento implicaría la existencia de importantes esfuerzos de flexión, precisamente en la zona en que se requiere la máxima concentración de tendones de pretensado. Debido a la disposición del borde inferior libre, los esfuerzos de flexión son nulos en la base y tan sólo adquieren unos valores de escasa importancia en el resto de la estructura durante las fases de proceso

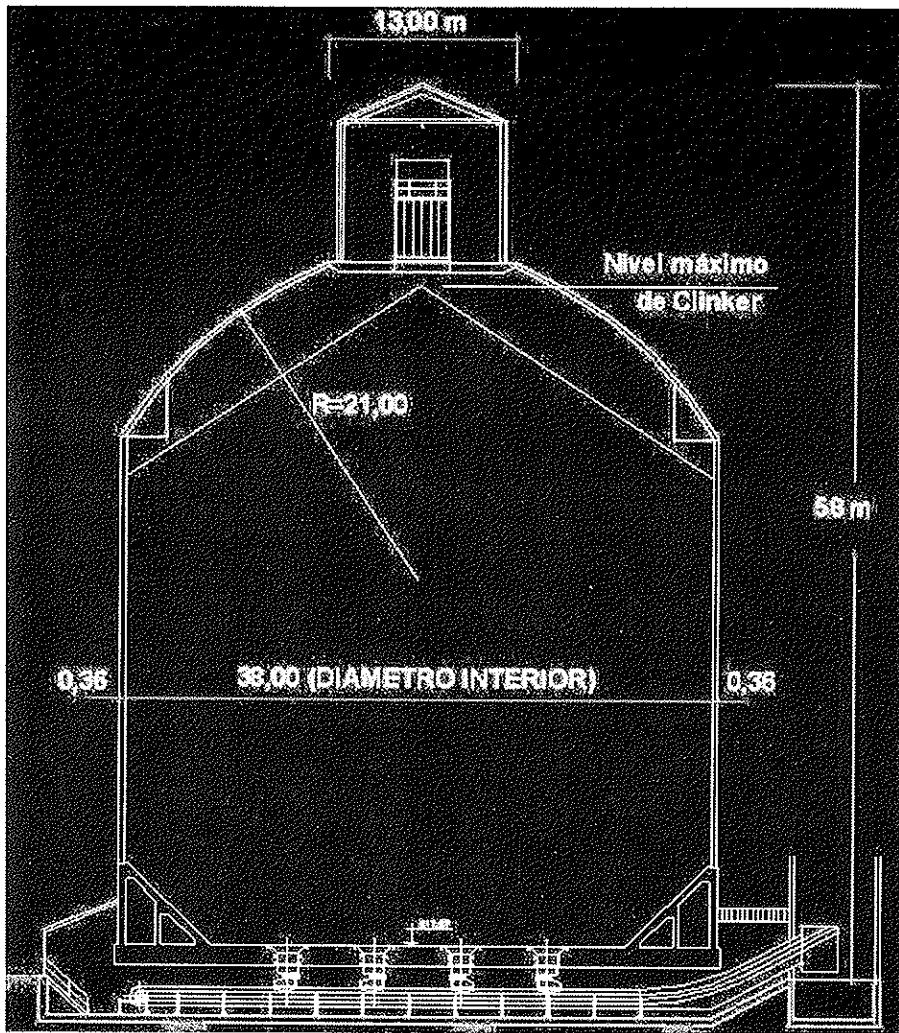


Figura 2. Sección transversal. Dimensiones fundamentales.

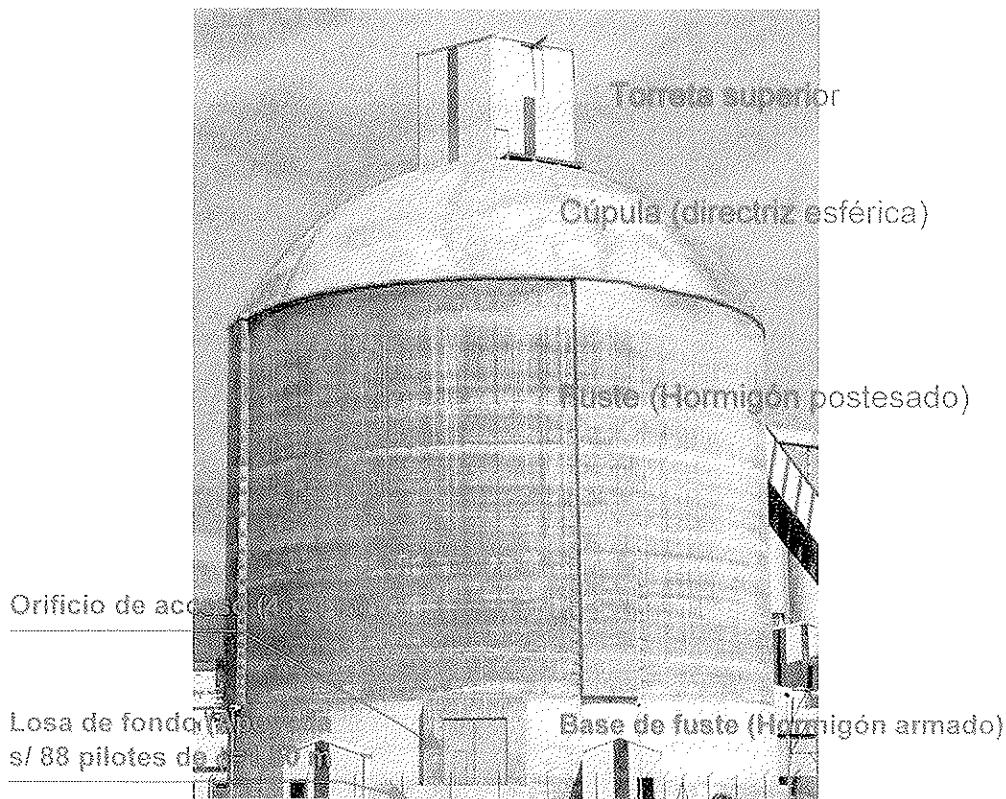


Figura 3. Estructura. Elementos fundamentales.

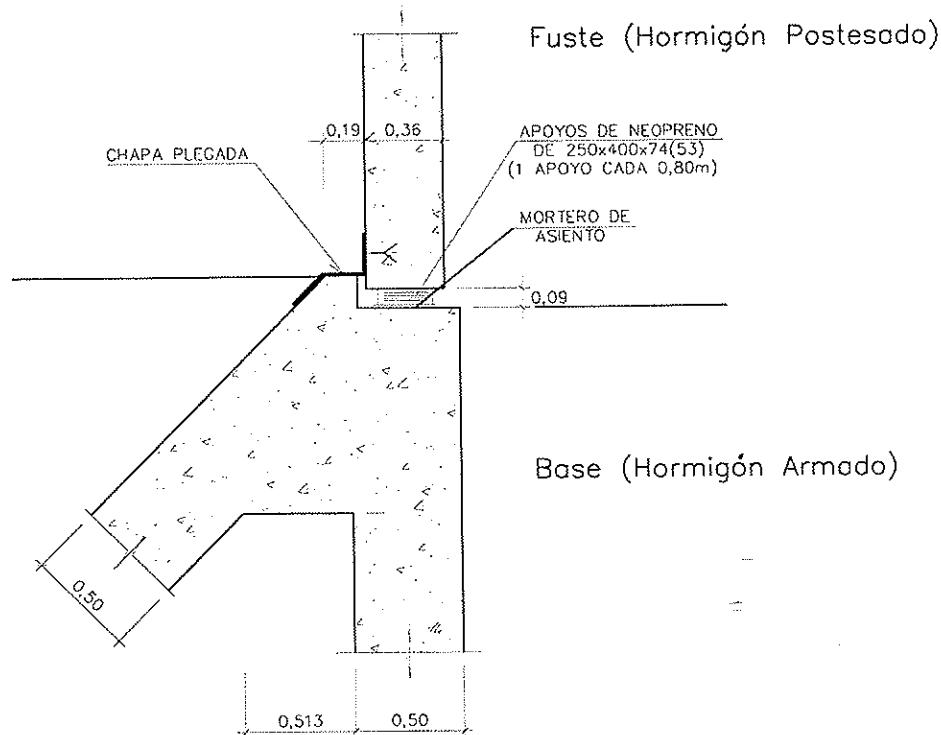


Figura 4. Detalle de apoyo del fuste del silo sobre la base. La chapa plegada constituye un faldón metálico que impide la entrada del material ensilado al espacio existente entre el fuste y la base.

constructivo, llenado parcial o estados de carga asimétrica.

El espesor de la pared del silo, en la zona de carga del material, (0,36 m) ha sido fijado fundamentalmente por motivos constructivos. Si se atendiese solamente a motivos de orden estructu-

ral, el espesor podría haber sido considerablemente menor, ya que las fuerzas producidas por el pretensado se oponen a los esfuerzos axiles de tracción originados por la presión sobre las paredes del material ensilado, independientemente del espesor de la pared de hormigón. Durante la fase de diseño

estructural se determinó el sistema de construcción, mediante encofrado deslizante y por tal motivo, se estimó conveniente disponer el espacio suficiente para situar las barras de trepa en situación coincidente con el eje de la pared del fuste (Figura 5), a fin de que todas las cargas verticales durante el proceso

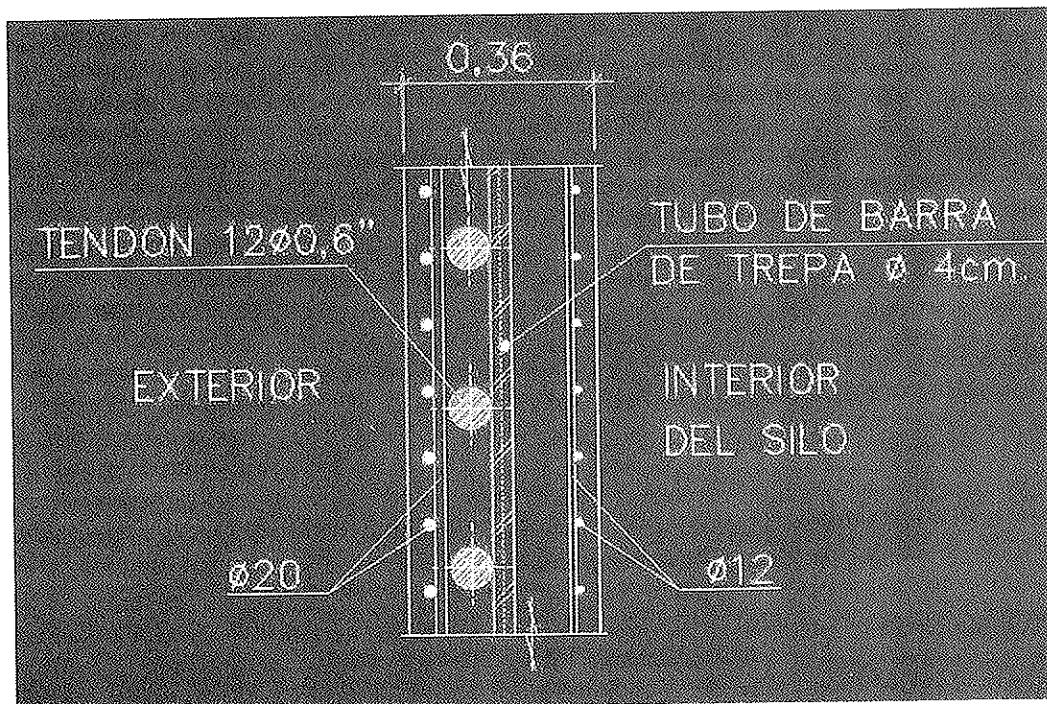


Figura 5. Pared de fuste principal. Sección.

de deslizado estuviesen equilibradas y no existiese tendencia al giro en el conjunto de elementos situados en la zona en que se iba a realizar la puesta en obra del hormigón.

2.2. Pretensado

Tal como se ha mencionado anteriormente, el pretensado tiene por objeto compensar los esfuerzos de tracción en las paredes, motivados por las cargas del material ensilado. En consecuencia, se ha dispuesto una distribución de tendones con separación variable a lo largo de la altura, de tal forma que la intensidad de la fuerza aplicada guarda relación con la ley de empujes calculada, que a su vez, determina el esfuerzo de tracción circunferencial en las paredes del silo.

La Figura 6 muestra un gráfico comparativo entre la ley de esfuerzos de tracción producida por el empuje del material, con el silo totalmente lleno y la ley de compresiones, debida a la acción del pretensado, a tiempo infinito. Ambos efectos están prácticamente compensados entre sí.

Existe, además, otra acción de gran importancia, motivada por el gradiente térmico. La temperatura de entrada del clinker al interior del silo está comprendida entre $+150^{\circ}\text{C}$ y $+200^{\circ}\text{C}$, existiendo la posibilidad de una temperatura exterior de -25°C , durante el invierno. Teniendo en cuenta una serie de factores, tales como la difusión de temperatura en la masa de clinker, velocidad de llenado, caída de temperatura en la capa de aire situada en contacto con las paredes, etc., la diferencia previsible de temperatura entre las dos caras es de 45°C , siendo este valor el que ha servido para determinar los esfuerzos debidos al gradiente térmico.

El efecto del gradiente térmico, sin embargo, no se ha considerado en el dimensionamiento del pretensado. En la cara exterior, donde se producen las máximas tensiones de tracción debidas al efecto del gradiente térmico, se ha dispuesto una fuerte armadura pasiva formada por 8 barras de 20 mm de diámetro por metro lineal, en ambas direcciones perpendiculares. Ello significa que, bajo la acción conjunta del empuje del material ensilado y el gra-

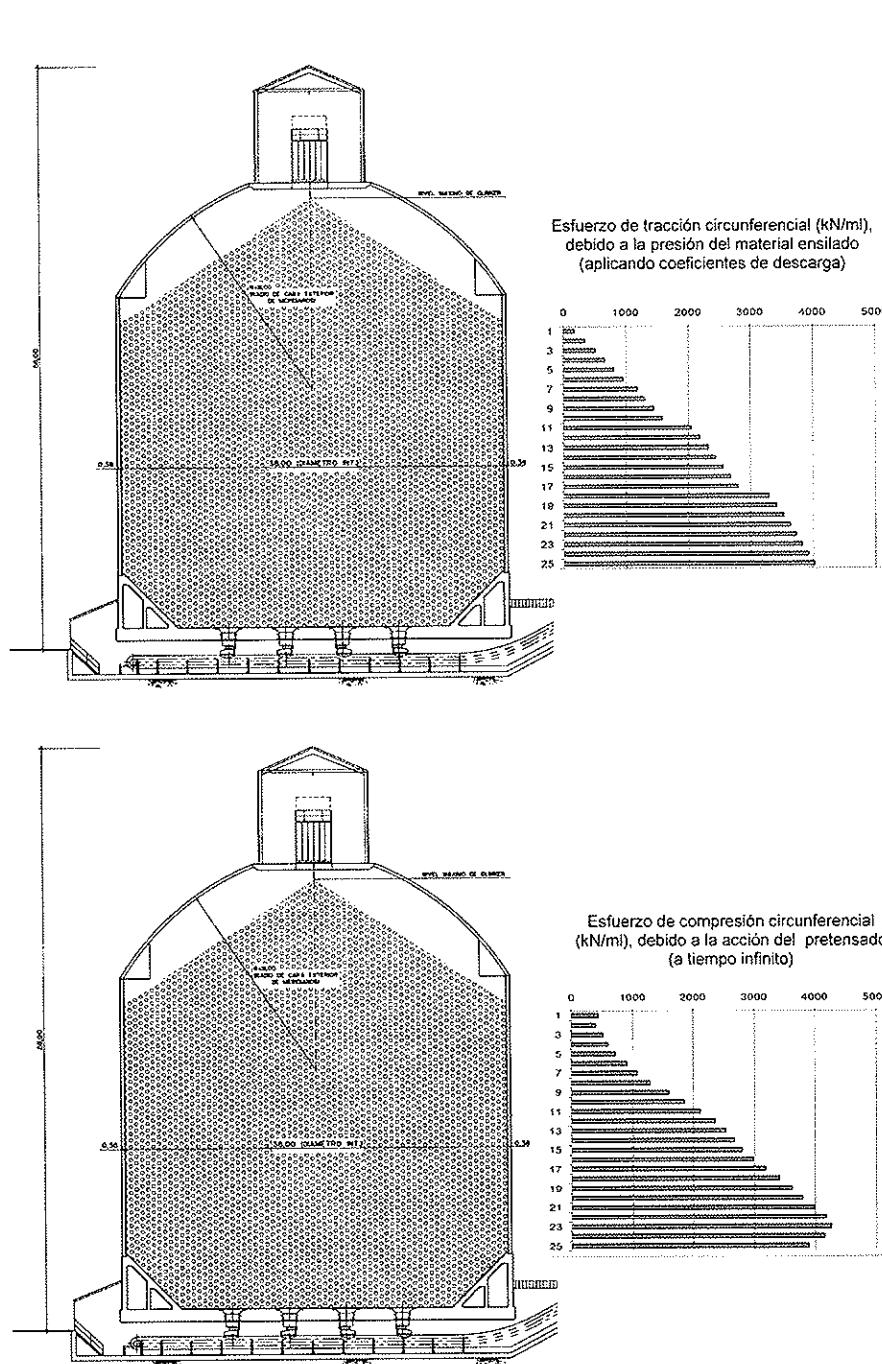


Figura 6. Diagrama de esfuerzo de tracción circunferencial en paredes de silo, producida por el empuje del material con silo totalmente lleno y diagrama de compresión circunferencial, debida a la acción del pretensado.

diente de temperatura, el hormigón de la pared del silo responde a un esquema de pretensado parcial, con un adecuado control de la fisuración, teniendo en cuenta el dimensionamiento apropiado de la cuantía de acero pasivo.

Un pretensado total (Definido en otro tiempo como Clase I) no debe ser necesariamente requerido en el caso de un silo. En primer lugar, porque las tensiones de compresión que resultarían en la mayor parte de la vida del silo no apor-

tarían ventaja alguna. (El silo sólo estará totalmente lleno en contadas ocasiones y durante la mayor parte del tiempo se encontrará con carga parcial).

En segundo lugar, un régimen de compresión permanente en la totalidad de la pared, con tensiones resultantes más altas que las que existirían con pretensado parcial, motivaría mayores deformaciones por fluencia, pérdidas de pretensado y mayores movimientos en dirección radial.

En tercer lugar, se estima conveniente la existencia de una propiedad de ductilidad, habida cuenta de las variaciones de temperatura y la necesidad de que exista capacidad de redistribución. La situación de fisuración controlada en el hormigón se ha considerado beneficiosa para este caso concreto.

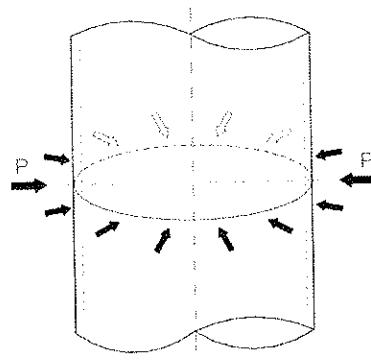
Otro efecto, tenido en cuenta en fase de proyecto, ha sido la distribución de esfuerzos motivados por la aplicación de las fuerzas de pretensado en fase de construcción. Para el caso de un silo, resulta importante establecer un apropiado orden en el tesado de cables, de manera que se disminuyan en lo posible los momentos flectores verticales que se producen en las paredes, cada vez que se pone en tensión cada tendón.

La Figura 7 muestra el diagrama teórico de esfuerzos que se produce en una lámina cilíndrica de longitud infinita, sometida a una carga radial puntual, asimilable a la que produce aisladamente un tendón de pretensado, dispuesto en sentido circular.

A partir del punto de aplicación de la carga, la ley de momentos flectores cambia de signo. Ello significa que, en el caso hipotético de que no se realizase el tesado siguiendo un apropiado orden, se sumarían esfuerzos del mismo signo, pudiéndose alcanzar valores acumulados de importancia. Las consecuencias de estos efectos, si bien no afectan a la seguridad global de la estructura, gracias a la capacidad de redistribución del hormigón, sin embargo podrían ser

capaces de producir, durante las fases de tesado, una fisuración no deseada en las paredes (fisuras horizontales).

El control y optimización de esfuerzos se ha llevado a cabo en fase de estudio, habiéndose determinando el orden de tesado mediante la aplicación de un programa de ordenador, expresamente elaborado para el diseño de láminas cilíndricas postesadas, que una vez indicado el primer tendón a tesar, elabora el orden más apropiado para minimizar los esfuerzos resultantes. Existen un total de 43 tendones numerados en sentido ascendente. Se consideró conveniente comenzar el tesado por el más alto (Nº 43), con lo que el resultado del cálculo determinó el orden óptimo de tesado, que se indica a continuación:

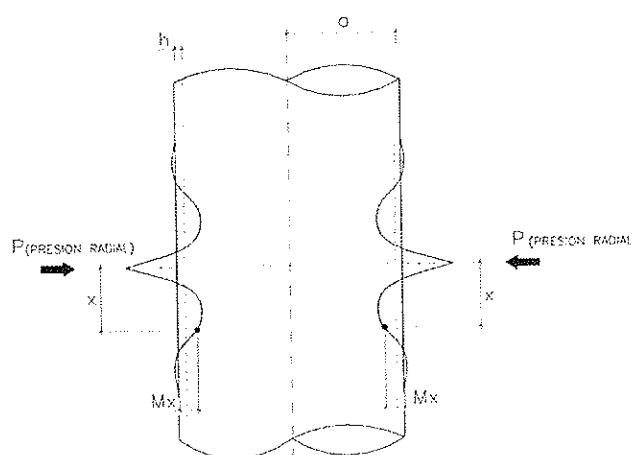


PRESIÓN RADIAL PROducIDA POR UN TENDÓN CIRCULAR

Momento flector producido por el tesado de un tendón, en disposición circular:

$$M_x = \frac{P}{4\beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

(P = Fuerza de desviación, en dirección radial)



DISTRIBUCIÓN DEL MOMENTO M_x A LO LARGO DE LA ALTURA DE LAS PAREDES DE LA LÁMINA CILÍNDRICA

Siendo:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot (1 - \nu^2)}{a^2 \cdot h^2}}$$

ν = Coeficiente de Poisson
 a = Radio medio
 h = Espesor
 x = Distancia desde la posición de la carga hasta la sección en estudio

Figura 7. Diagrama de momentos verticales producidos en una lámina cilíndrica, al aplicar una fuerza radial puntual, uniformemente distribuida en un plano horizontal.

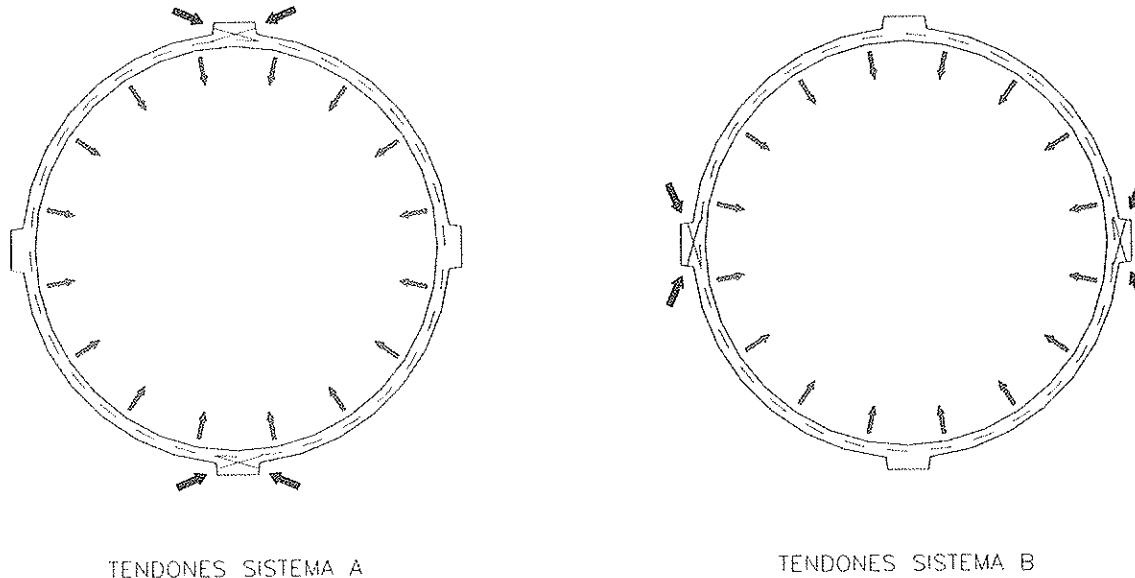


Figura 8. Esquema de disposición de anclajes de tendones.

43-41-38-42-40-34-30-25-19-13-36-28-32-22-39-37-7-16-26-31-35-23-29-33-20-27-11-17-24-2-9-15-4-21-12-18-6-14-1-8-3-10-5

La Figura 8 muestra el esquema de disposición de tendones. Existen dos sistemas (A y B) colocados de forma alternada a lo largo de la altura, con el objeto de compensar entre sí las pérdidas de fuerza debidas al rozamiento. La fuerza de desviación resultante de la aplicación de los dos sistemas es sensiblemente uniforme, evitándose con ello estados de flexión local, debida a falta de simetría radial.

2.3. Base del fuste

En la base del silo existe, a nivel de la plataforma exterior de rodadura de vehículos, un hueco de 4 x 4 metros

para acceso al interior del silo de una pala cargadora, para ocasional limpieza y extracción de material.

La necesidad de crear una abertura en la zona donde las solicitudes debidas al empuje del material ensilado son mayores (Las presiones calculadas alcanzan 210 kN/m^2), precisó en fase de proyecto un estudio encaminado a determinar la solución estructural más adecuada.

Se desechó la idea consistente en disponer una lámina cilíndrica en la totalidad del silo, dotada con un orificio en su base, debido a que hubiese implicado una serie de complicaciones y problemas que no se estimó conveniente asumir. Se realizó, en un principio, un análisis estructural mediante elementos finitos, para determinar el efecto y valorar la importancia de un hueco de las citadas dimensiones en la base de una

lámina cilíndrica, apoyada en la solera. La magnitud de los desplazamientos resultantes, así como de los esfuerzos localizados en las inmediaciones del hueco mostraba que tal solución no era conveniente, aún en el caso de reforzar las zonas afectadas por la creación del hueco.

Se adoptó finalmente un esquema que permitió el funcionamiento de la lámina cilíndrica postesada en óptimas condiciones desde el punto de vista estructural, con simetría radial y sin la existencia de perturbaciones debidas a la existencia del hueco. Para ello, se dispuso el apoyo inferior sobre placas de neopreno, a 5 metros de altura sobre la losa de fondo, por encima del hueco de acceso, mediante la creación de una estructura de base de hormigón armado.

La Figura 9 muestra un esquema de la estructura de base, discretizada para un

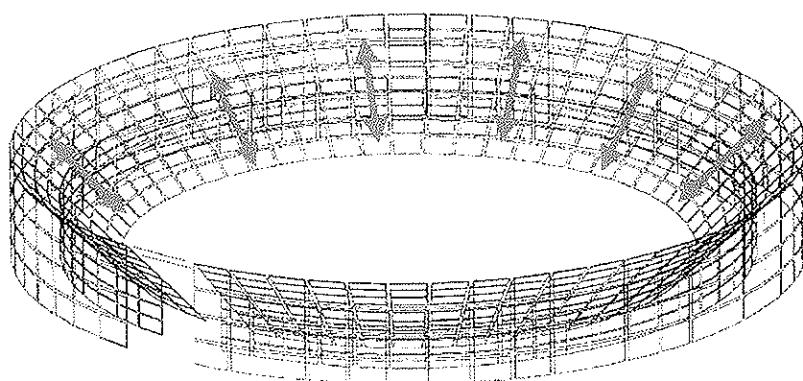


Figura 9. Estructura de base. Modelo utilizado en el análisis por elementos finitos. Las flechas indican la dirección de los esfuerzos de tracción, según la generatriz de la superficie troncocónica.



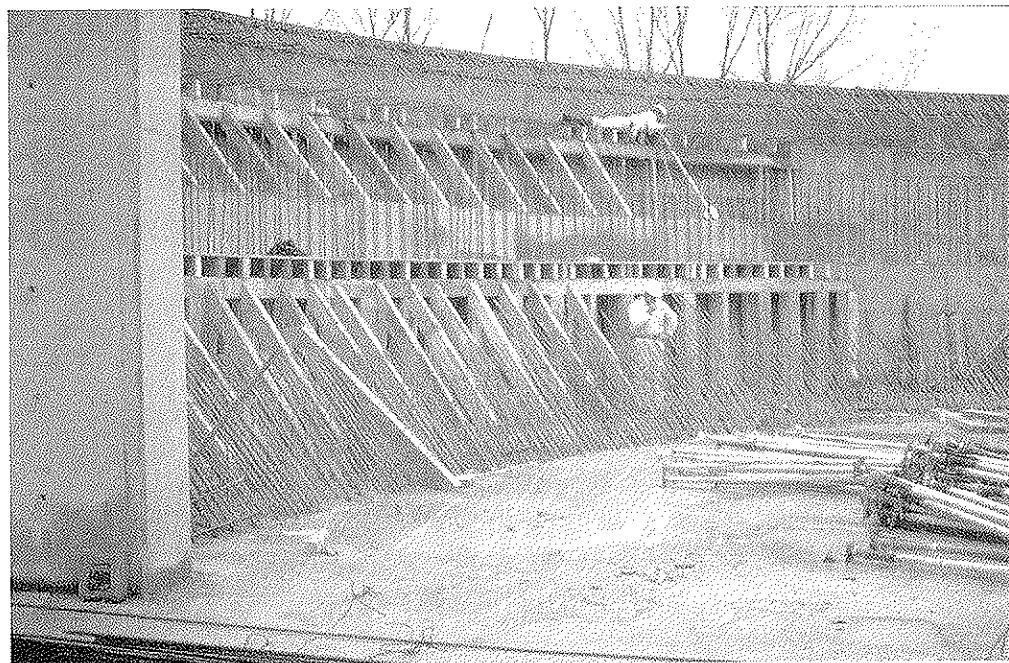


Figura 10. Arranque de armaduras de las paredes troncocónicas, en forma de tolva.

análisis realizado por elementos finitos. La estructura consta de un tabique exterior de forma cilíndrica, en el que se ha practicado el citado hueco de 4 x 4 metros. En el interior del cilindro existe una pared en forma troncocónica, a la manera de una tolva, provista de un apoyo intermedio constituido por un tabique de forma cilíndrica. Todos los tabiques citados están monolíticamente unidos a la losa de fondo. El resultado

del análisis estructural ha mostrado que la estructura responde de tal forma que los esfuerzos fundamentales son de tracción en sentido radial, careciendo de importancia los circunferenciales, en dirección perpendicular. En la citada figura se han representado las flechas indicativas de la tracción, que coincide con la generatriz de las paredes troncocónicas, sin que la existencia del hueco ejerza prácticamente influencia alguna

en los esfuerzos resultantes. En la Figura 10 puede verse el arranque de las armaduras dispuestas para soportar los citados esfuerzos de tracción, que se transmiten a la losa de fondo, además de la flexión local debida a la presión directa del clinker almacenado.

La Figura 11 muestra una imagen del conjunto formado por la estructura de base en construcción, en situación anterior al hormigonado



Figura 11. Estructura de base en construcción, en situación anterior al hormigonado de las paredes de forma troncocónica.

nado de las paredes troncocónicas, en forma de tolva.

2.4. Losa de fondo

El fondo del silo está constituido por una gran losa nervada, de hormigón armado, cuya función estructural consiste en recoger las cargas existentes en la base de la superestructura, incluido el peso propio de la totalidad del material ensilado y transmitirlas al terreno a través de 88 pilotes de 1,50 m. de diámetro, que constituyen la cimentación (Figura 12).

La descarga del clinker se produce por gravedad, a través de ocho orificios existentes en la losa de fondo, debajo de la cual existen dos galerías que alojan sendas cintas transportadoras. La losa de fondo actúa, además, como un elemento puente, que sirve de techo a las citadas galerías.

La Figura 13 muestra un aspecto de la losa de fondo en fase de construcción previa al hormigonado. La armadura está formada por 200 toneladas de acero

pasivo. En la construcción de la losa se empleó un total de 2.200 m³ de hormigón, cuya puesta en obra se llevó a cabo de forma ininterrumpida.

2.5. Cúpula

La estructura de cubierta se diseñó teniendo en cuenta una serie de condicionantes previos, que se mencionan a continuación:

- *Forma de la cubierta.* Dado el diámetro interior del silo (38 m), el cono de descarga de clinker tiene una altura de 12 metros, que en situación de máximo llenado conviene alojar en el espacio interior de la cúpula, de tal manera que se limite en lo posible la altura necesaria del fuste de hormigón (Figura 2). En fase de proyecto, se estudiaron dos formas diferentes: a) Tronco de cono y b) cúpula con directriz esférica. Se adoptó finalmente la forma de cúpula por deseo de la Propiedad, que consideró la solución más atractiva y con un aspecto exterior más agradable que el que hubiese proporcionado la forma troncocónica.

- *Material de cobertura.* Tratándose de un silo para una fábrica de cemento, se estimó adecuado que el material de cobertura fuese hormigón, evitando en lo posible el empleo de chapa metálica vista, que se limitó para recubrir la torreta superior y las estructuras de cintas transportadoras. La cobertura de la cúpula está formada por una lámina de hormigón, de 6 cm de espesor, construida sobre chapa metálica grecada, que actúa como encofrado perdido, colaborante con el hormigón. La superficie exterior del hormigón está protegida mediante una capa de material impermeabilizante.

- *Estructura de la cúpula.* Se ha resuelto mediante un entramado metálico, tras considerarse los aspectos favorables derivados de la ligereza, facilidad de montaje y posibilidad de construcción sobre la base y posterior elevación. La estructura metálica en posición definitiva ha servido de soporte de la cobertura, constituida por un cerramiento de chapa sobre el que descansa una lámina de hormigón de 6 centímetros de espesor medio. El hormigón está conectado a la

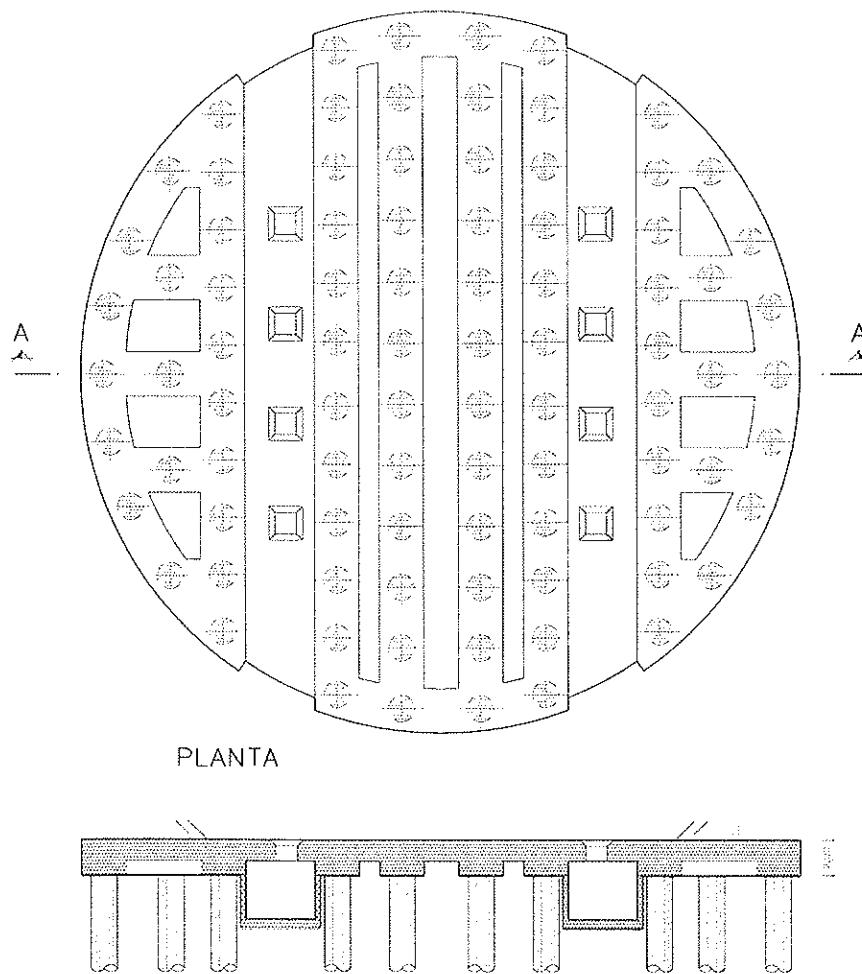


Figura 12. Losa de fondo. Disposición de pilotes y galerías de descarga.



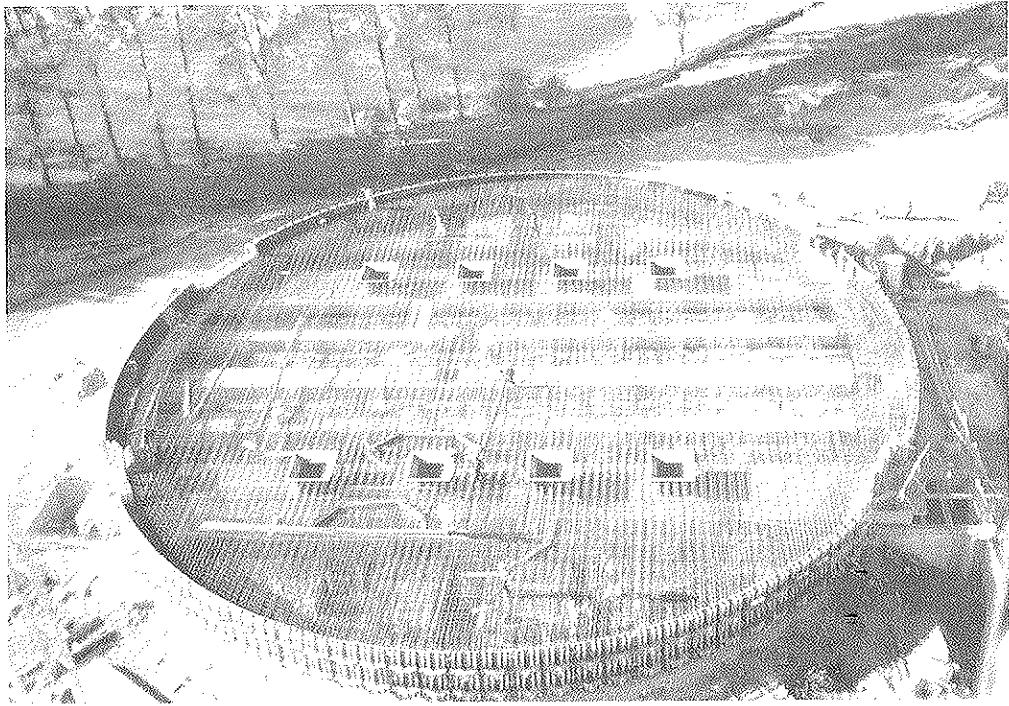


Figura 13. Armadura de la losa de fondo, en situación previa al inicio del hormigonado.

estructura metálica, si bien su contribución estructural no se ha tenido en cuenta a efectos de dimensionamiento. La estructura metálica está capacitada por sí sola para soportar adecuadamente las acciones debidas al peso propio, acciones climáticas, así como las sobrecargas de uso que actúan en la plataforma de coronación, en que se sitúa la torreta superior.

— *Piezas metálicas empleadas en la elaboración de la estructura. Formas*

adoptadas. A excepción de los perfiles metálicos empleados en la plataforma horizontal, de 13 m de diámetro, situada en la coronación (Figura 14), todos los restantes elementos metálicos que constituyen la cúpula están formados por piezas tubulares de sección rectangular, que para este caso concreto ofrecen ventajas, tanto funcionales como estructurales, frente a las secciones abiertas propias de los perfiles normales en forma de “doble Te”.

El almacenamiento de clinker provoca una atmósfera de polvo de cemento en el interior del silo. En el caso de disponerse perfiles abiertos, se producirían acumulaciones de polvo sobre las alas inferiores, que irían creciendo a lo largo del tiempo como consecuencia del fraguado producido por la existencia de humedades de condensación, constituyendo un relleno de un peso considerable, cuya limpieza no resultaría fácil. Con la disposición de piezas

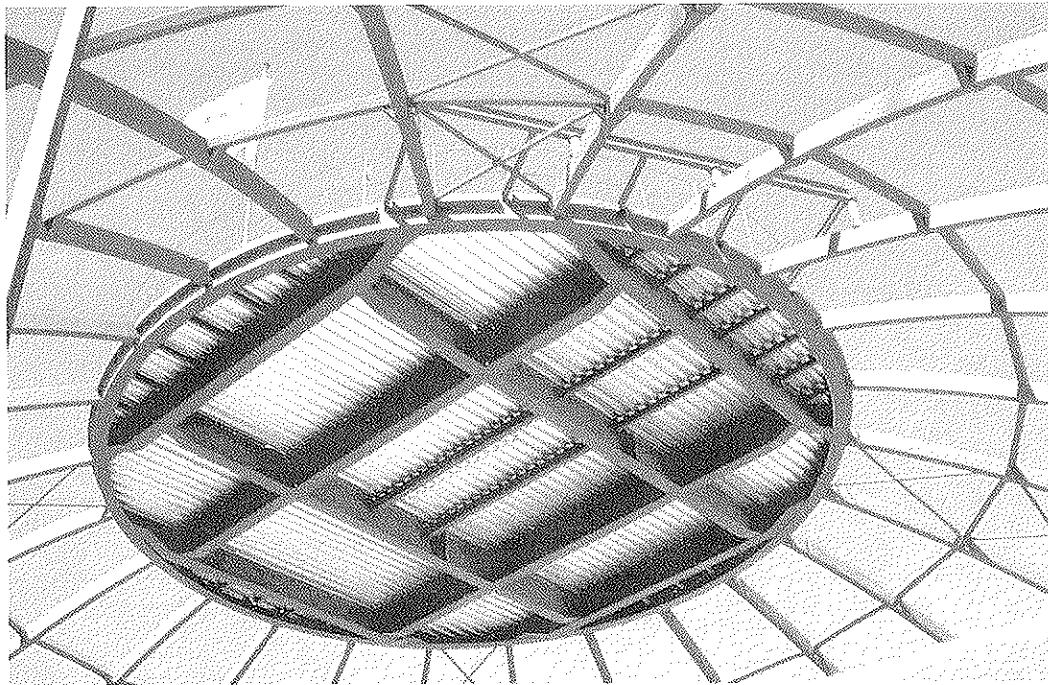


Figura 14. Plataforma horizontal de 13 m de diámetro, situada en la coronación de la cúpula.

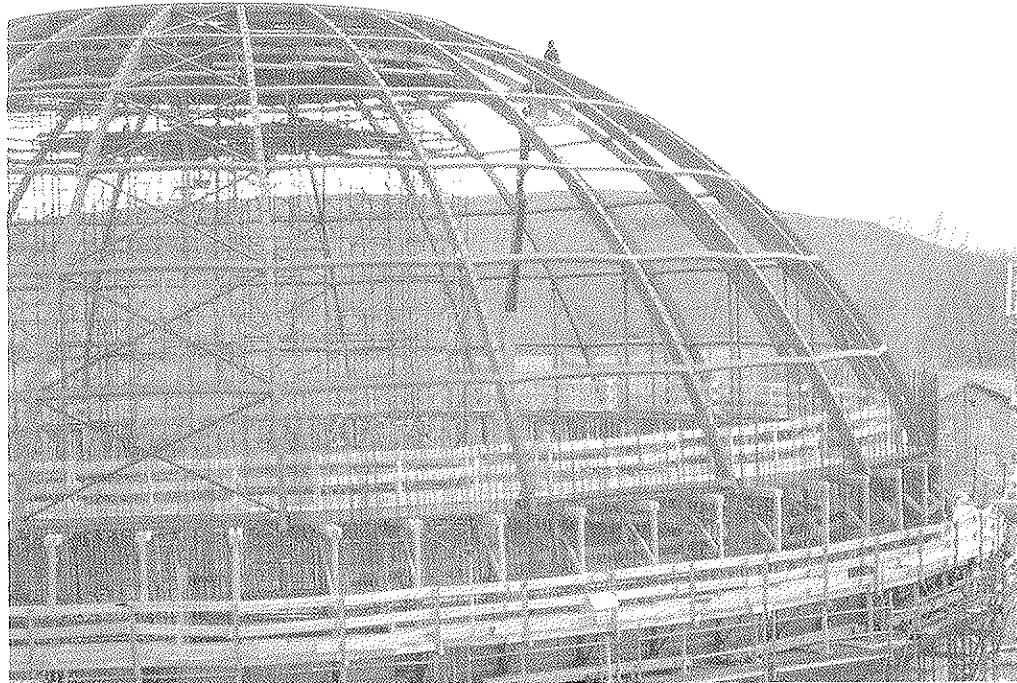


Figura 15. Cúpula metálica. La directriz de cada correa pertenece a un círculo máximo de la superficie teórica de una esfera. Se aprecia a simple vista su forma, que se aparta ostensiblemente de la que correspondería a la de los paralelos (círculos menores), que estarían contenidos en planos horizontales.

con forma tubular se evitan estos inconvenientes.

La estructura metálica de la cúpula, de directriz esférica, está formada por dos familias fundamentales de perfiles: a) Piezas situadas en planos verticales, siguiendo un trazado según los meridianos de la esfera y b) conjunto de correas transversales, cuyo trazado tiene una especial peculiaridad, que requiere una

serie de comentarios que se citan a continuación:

Las directrices de las correas transversales no están contenidas en planos horizontales. No son, por tanto, paralelos de la esfera, con trazado según círculos menores. Cada tramo de correa comprendido entre dos meridianos posee una directriz contenida en un círculo máximo, es decir, con su centro coincidente

con el de la esfera. En la Figura 15 puede apreciarse el aspecto que ofrecen las correas, cuya directriz está contenida en la superficie teórica de la esfera y sin embargo, su forma se aparta ostensiblemente de la que correspondería a la de los paralelos, contenidos en círculos menores.

Esta peculiar disposición ha aportado una serie de ventajas de tipo constructivo: En primer lugar, la totalidad de las piezas de la cúpula tiene idéntica curvatura. Cada correa está formada por cuatro chapas convenientemente cortadas y montadas para su soldadura sobre unas simples plantillas dispuestas en taller (Figura 16), válidas para el 100% de correas y meridianos. Todas las correas tienen forma idéntica (Figura 17) y tan sólo varía la longitud que se adapta a la distancia existente entre meridianos, en función del nivel de altura en que están situadas.

La unión entre correas y piezas que forman los meridianos se materializa de forma que la chapa superior de ambos perfiles está contenida en un mismo plano tangente, pudiéndose establecer la continuidad, mediante soldadura. Se ha dispuesto, además, continuidad en la chapa inferior de las correas, mediante la adición de unas pletinas suplementarias (Figura 18). La forma en la que se han

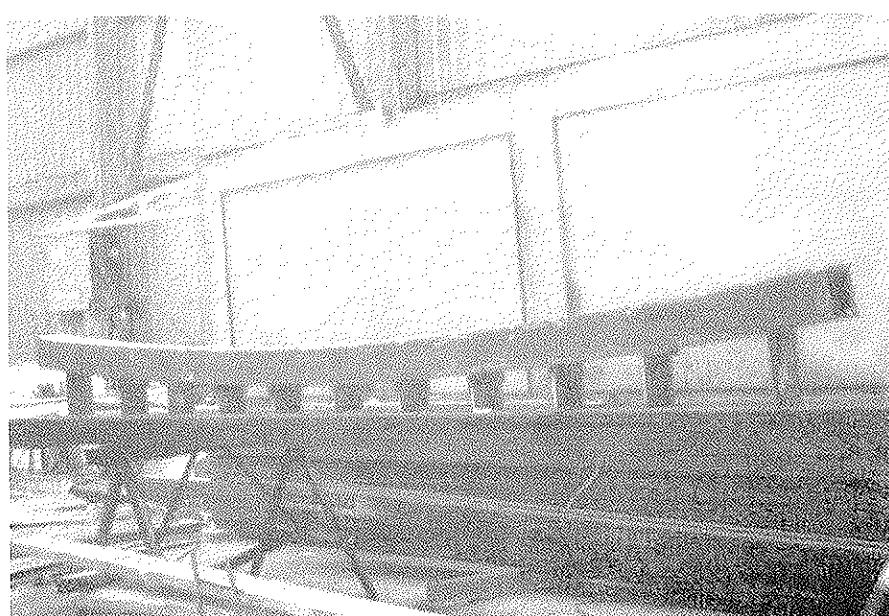


Figura 16. Correa de cubierta, sobre bancada, en taller.





Figura 17. Piezas que constituyen las correas de cubierta, antes de su montaje.

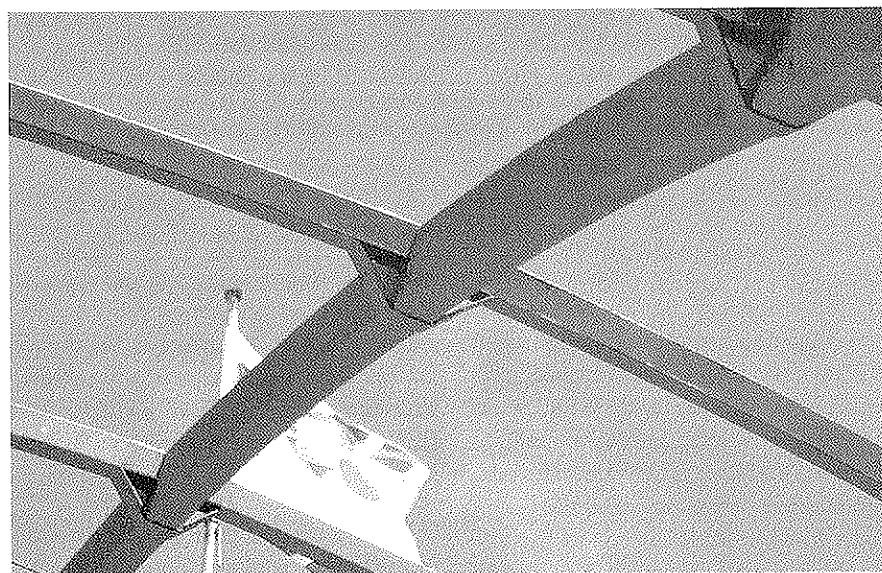


Figura 18. Detalle de unión entre correas y piezas que forman los meridianos.

resuelto los nudos de unión proporciona unas condiciones óptimas de apoyo a la chapa de cobertura de la cubierta, ya que las caras superiores de las piezas que constituyen los meridianos y correas están contenidas en su totalidad en la superficie teórica de la esfera.

Finalmente hay que señalar que la dirección de las cargas procedentes de la cubierta está fuera del plano en que está contenido el círculo máximo que define la directriz de las correas. La forma de las correas, con sección tubular, resulta idónea para soportar los esfuerzos de torsión resultantes.

- *Esquema estructural.* La estructura fundamental de la cúpula está constituida por un conjunto de barras de directriz

circular, que forman los meridianos y las correas, tal como se ha descrito anteriormente. En la coronación de la cúpula existe una plataforma situada en un plano horizontal, que sirve de apoyo para un casetón en que se aloja una serie de instalaciones para descarga del clinker. La Figura 19 muestra el esquema en 3-D considerado para el análisis estructural, realizado por el ordenador.

En la base de la cúpula se ha dispuesto un conjunto de barras de trazado recto, contenidas en el plano horizontal, formando un esquema de viga en celosía curva (Figura 20), que tiene una doble función: Por un lado, constituye un refuerzo a la manera de un tirante circular, con desarrollo según una poligonal, en la zona donde los esfuerzos de tracción son máximos. En segundo lugar, la viga curva constituye un anillo de rigidez apropiado para asegurar unas mínimas deformaciones de la base de la cúpula, en dirección radial, en la zona de apoyos durante el proceso de construcción del fuste del silo con encofrado deslizante, que ha servido al mismo tiempo para el izado de la cúpula hasta su posición definitiva.

3. ACCIONES TENIDAS EN CUENTA EN LA VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

Junto con la consideración del peso propio de los elementos estructurales, se han tenido en cuenta las siguientes acciones:

Empuje sobre paredes y fondo del silo del material ensilado, de las siguientes características:

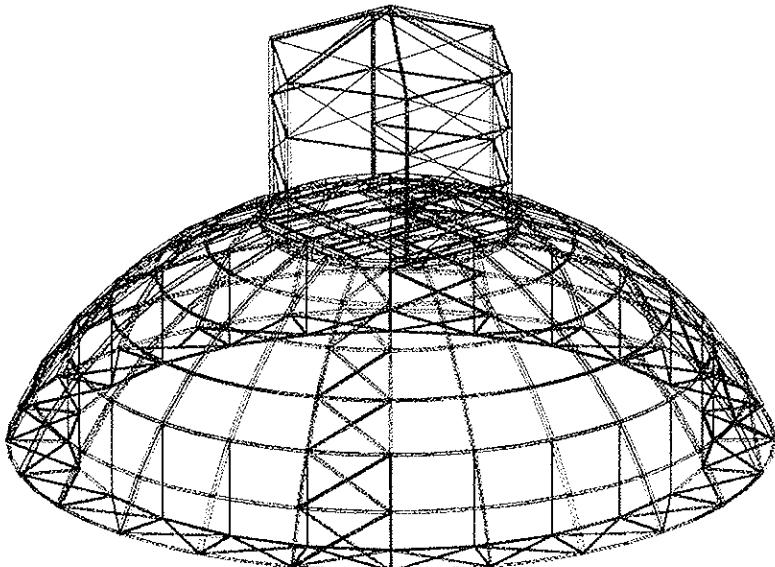


Figura 19. Cúpula metálica. Modelo espacial utilizado para el análisis estructural.

- Densidad del clinker: 1,4
- Ángulo de rozamiento interno: 33 grados sexagesimales.
- Rozamiento entre clinker y paredes de hormigón: Comprendido entre 0,55 y 0,60

Coeficientes de sobrepresión debidos al llenado y vaciado, según Norma ACI 313R. (En la base del silo, el coeficiente a multiplicar por la presión estática teórica, es igual a 1,65).

– Gradiente térmico en estructura de hormigón: 45º C de diferencia real entre ambas caras de las paredes del silo, producida por la entrada de material en el interior a 200º C, en la hipótesis de simultaneidad con una temperatura ambiente exterior de -25º C.

Cubierta. Cargas de uso en la plataforma situada en la coronación de la cúpula:

- Suma total de sobrecargas verticales: 830 kN
- Suma total de sobrecargas horizontales: 240 kN
- Cargas climáticas (Viento y nieve), según Norma NBE.

4. CONSTRUCCIÓN

Se indica a continuación el proceso constructivo llevado a cabo, con la enumeración de las fases de obra más representativas:

- 4.1. Cimentación, formada por 88 pilotes de 1,50 m. de diámetro
- 4.2. Galerías de descarga de clinker y losa de fondo (Figura 13)
- 4.3. Base del fuste, de hormigón armado (Figuras 10 y 11)
- 4.4. Montaje, sobre una cimbra apoyada en la losa de fondo, de la plataforma metálica que constituye la coronación de la cúpula de cubierta (Figura 21).
- 4.5. Montaje, sobre la coronación de la estructura de hormigón de base del fuste, de los apoyos de neopreno, armaduras activas y pasivas pertenecientes a la parte inferior del fuste y encofrado deslizante (Figura 22).
- 4.6. Montaje de las piezas metálicas que constituyen los meridianos

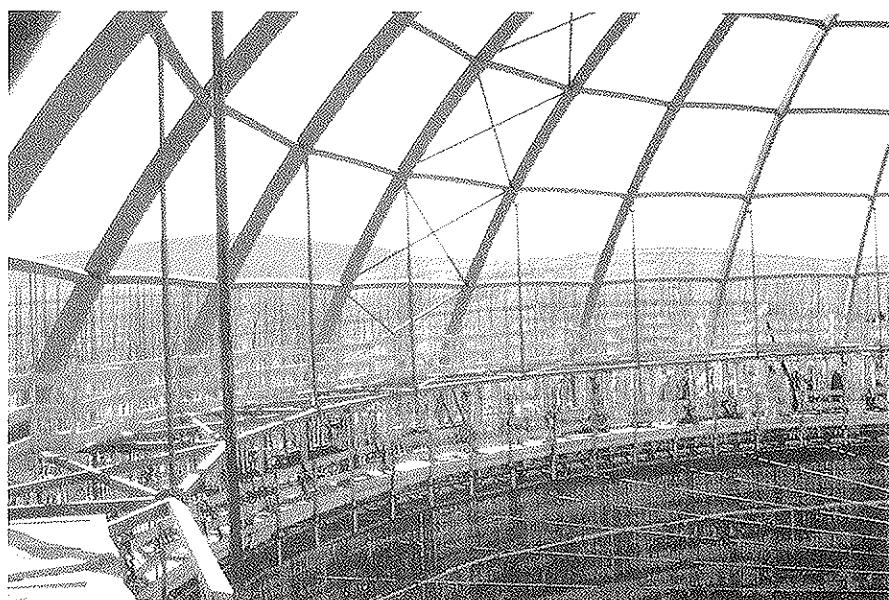


Figura 20. Parte inferior de la cúpula metálica. Puede apreciarse la viga curva compuesta de barras de trazo recto, en el plano horizontal, que constituye el anillo de rigidez frente a desplazamientos en dirección radial.



Figura 21. Montaje, sobre una cimbra apoyada en la losa de fondo, de la plataforma metálica que constituye la coronación de la cúpula de cubierta.

de la cúpula sobre la estructura perteneciente al encofrado deslizante y unión mediante soldadura con la plataforma metálica apoyada sobre cimbra (Figura 23). Montaje de correas y anillo inferior de rigidez.

- 4.7. Construcción del fuste del silo, mediante el empleo del encofrado deslizante, que se eleva conjuntamente con la cúpula metálica (Figuras 24, 25 y 26).
- 4.8. Una vez alcanzada la altura defi-

nitiva del fuste, colocación de chapa metálica de cobertura y maillazo para armado de la lámina de hormigón (Figura 27). Montaje del casetón situado en la coronación de la cúpula.

- 4.9. Construcción de la lámina de hormigón de la cúpula, con gunita (Figura 28). Colocación de impermeabilización sobre la lámina de hormigón.
- 4.10. Operaciones de pretensado. (Enfilado de tendones, tesado, inyección y sellado de cajetines)



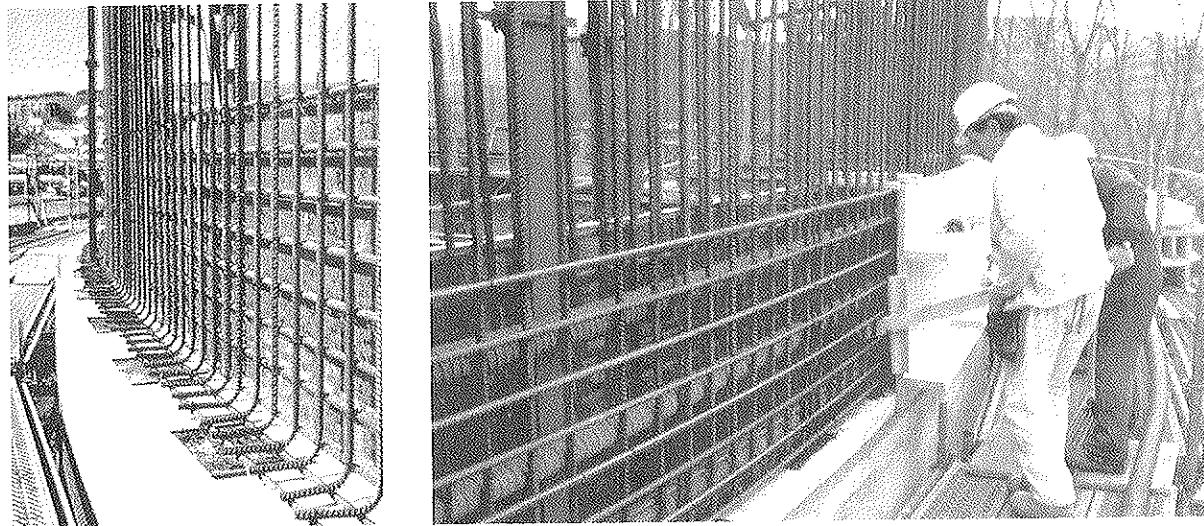


Figura 22. Apoyos de neopreno sobre la estructura de hormigón de base del fuste, armaduras activas y pasivas pertenecientes a la parte inferior del fuste. Inicio del montaje del encofrado deslizante.

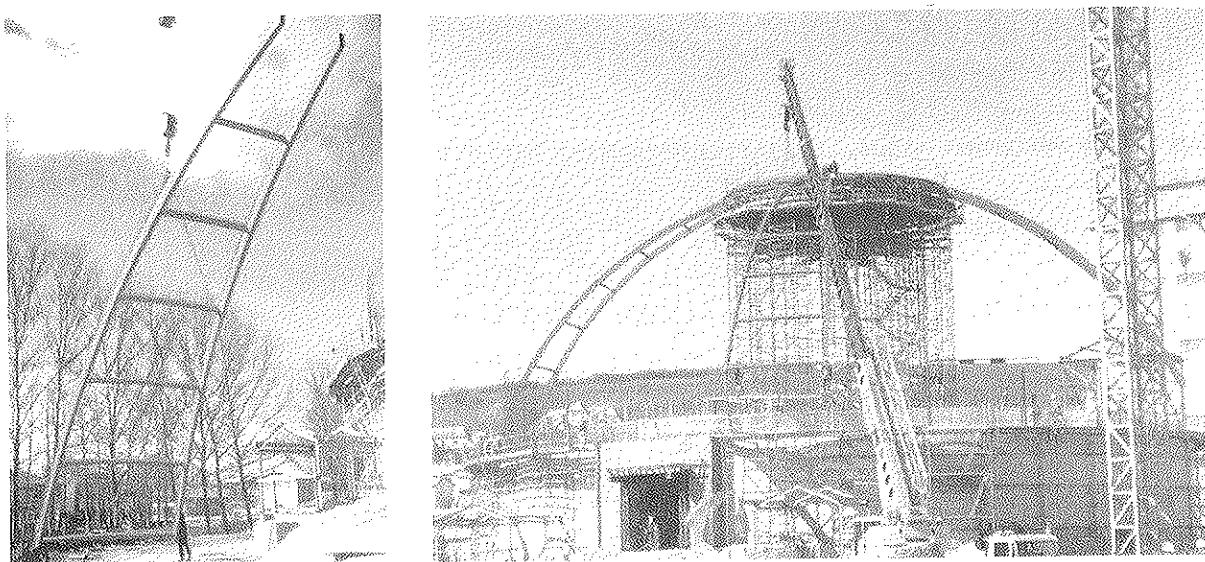


Figura 23. Montaje de las piezas metálicas que constituyen los meridianos de la cúpula sobre la estructura perteneciente al encofrado deslizante y unión, mediante soldadura, con la plataforma metálica apoyada sobre cimbra.

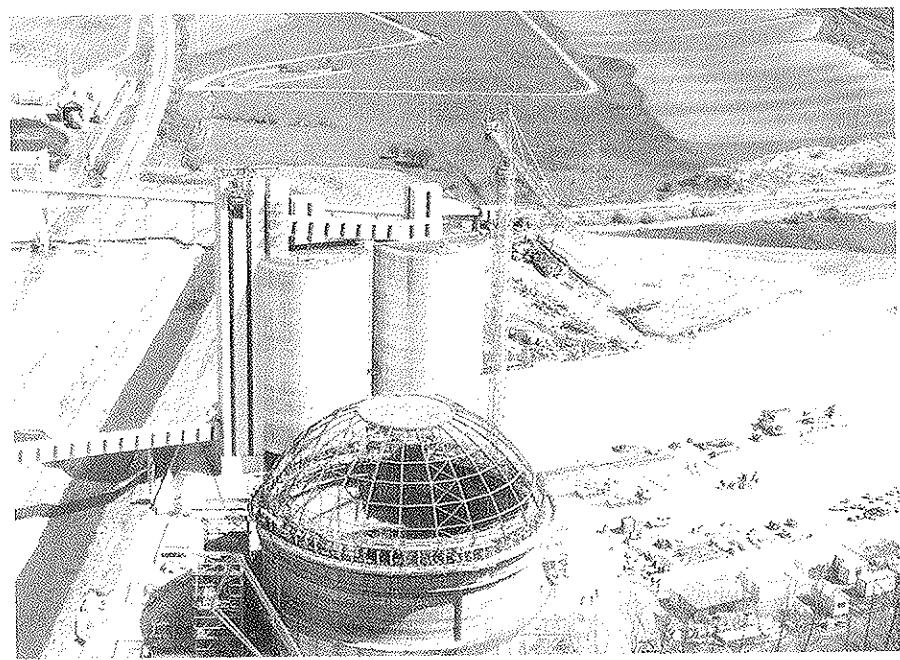


Figura 24. Aspecto general de la obra en el inicio de la construcción del fuste con encofrado deslizante y elevación simultánea de la cúpula metálica.

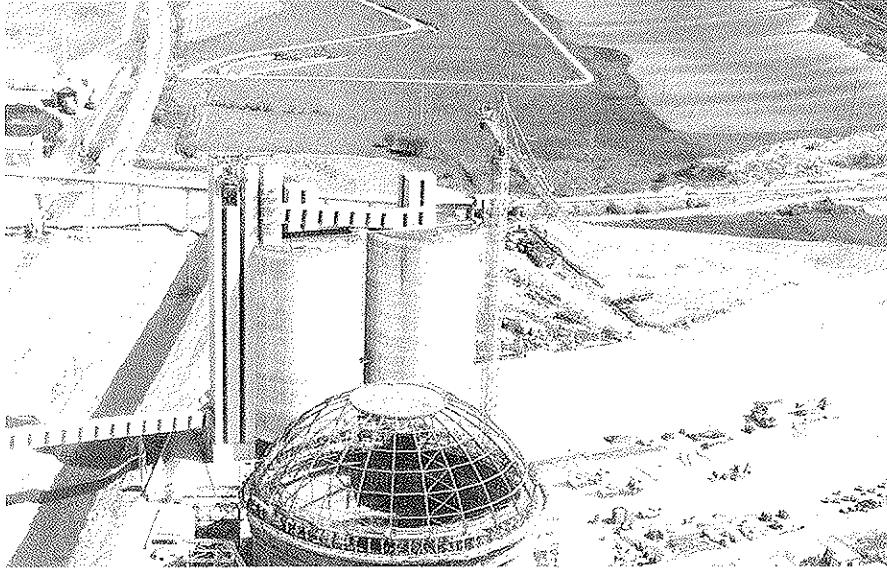


Figura 25. Construcción del fuste del silo, mediante el empleo del encofrado deslizante, que se eleva conjuntamente con la cúpula metálica.

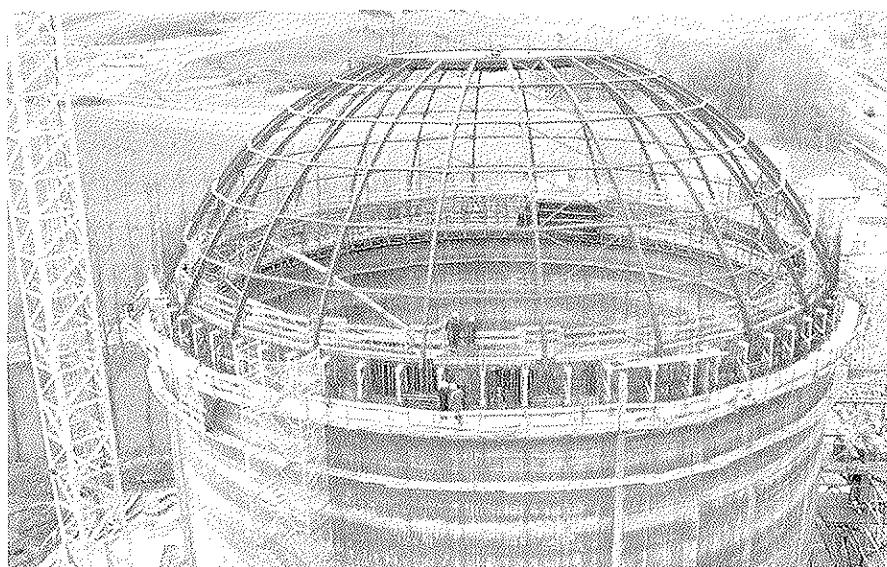


Figura 26. Aspecto de la cúpula, desde el interior del silo, durante el proceso de construcción del fuste con encofrado deslizante y elevación simultánea de la estructura metálica.

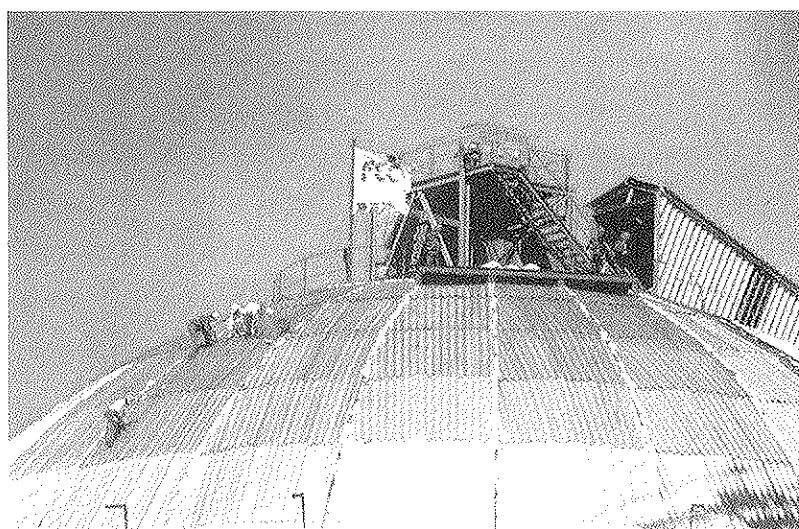
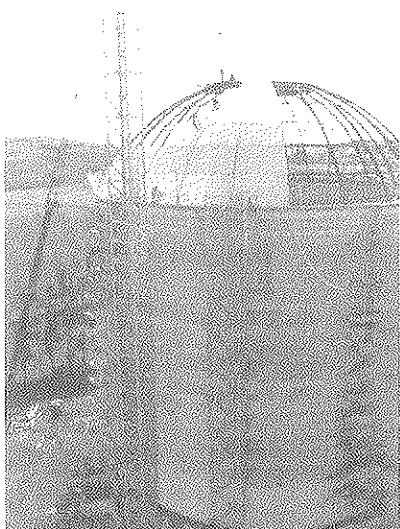


Figura 27. Montaje de chapa metálica de cobertura de la cúpula y mallazo para armado de la lámina de hormigón.

4.11. Desmontaje de elementos auxiliares y obras de terminación.

5. DATOS RELATIVOS A LA REALIZACIÓN DEL PROYECTO Y OBRA

- Propiedad: Cementos ALFA, S.A.
- Construcción: FCC (Fomento de Construcciones y Contratas)
- Proyecto de la estructura: EIPSA
- Encofrado deslizante: BYGGING Española
- Pretensado: BBR
- Estructura metálica: Talleres METAVI
- Instalaciones: STHIM Maquinaria
- Terminación de la obra: Año 1999

6. BIBLIOGRAFÍA

ACI 313 (American Concrete Institute). "Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials".

DIN 1055. Part 6. Design loads for buildings: "Loads in silo bins".

J.A. Sindel. "Temperature Differentials in the Wall of a Clinker-Filled Silo". ACI Journal/ January-February 1985.



M. y A. Reimbert. "Silos. Teoría y práctica" (Edit. Américalee).

M. y A. Reimbert. "Silos II" (Edit. Américalee).

Sargis Safarian y Ernest Harris. "Design and construction of silos and

bunkers". (Van Nostrand Reinhold, New York).

J.A. Llombart y V. Antón. "Depósitos pretensados. Consideraciones sobre el proyecto". Hormigón y Acero N° 157. (4º Trimestre, 1985).

- S. Timoshenko, S.Woinowsky-Krieger. "Teoría de placas y láminas".

- Leonard R. Creasy. "Prestressed Concrete Cylindrical Tanks" (John Wiley and Sons).

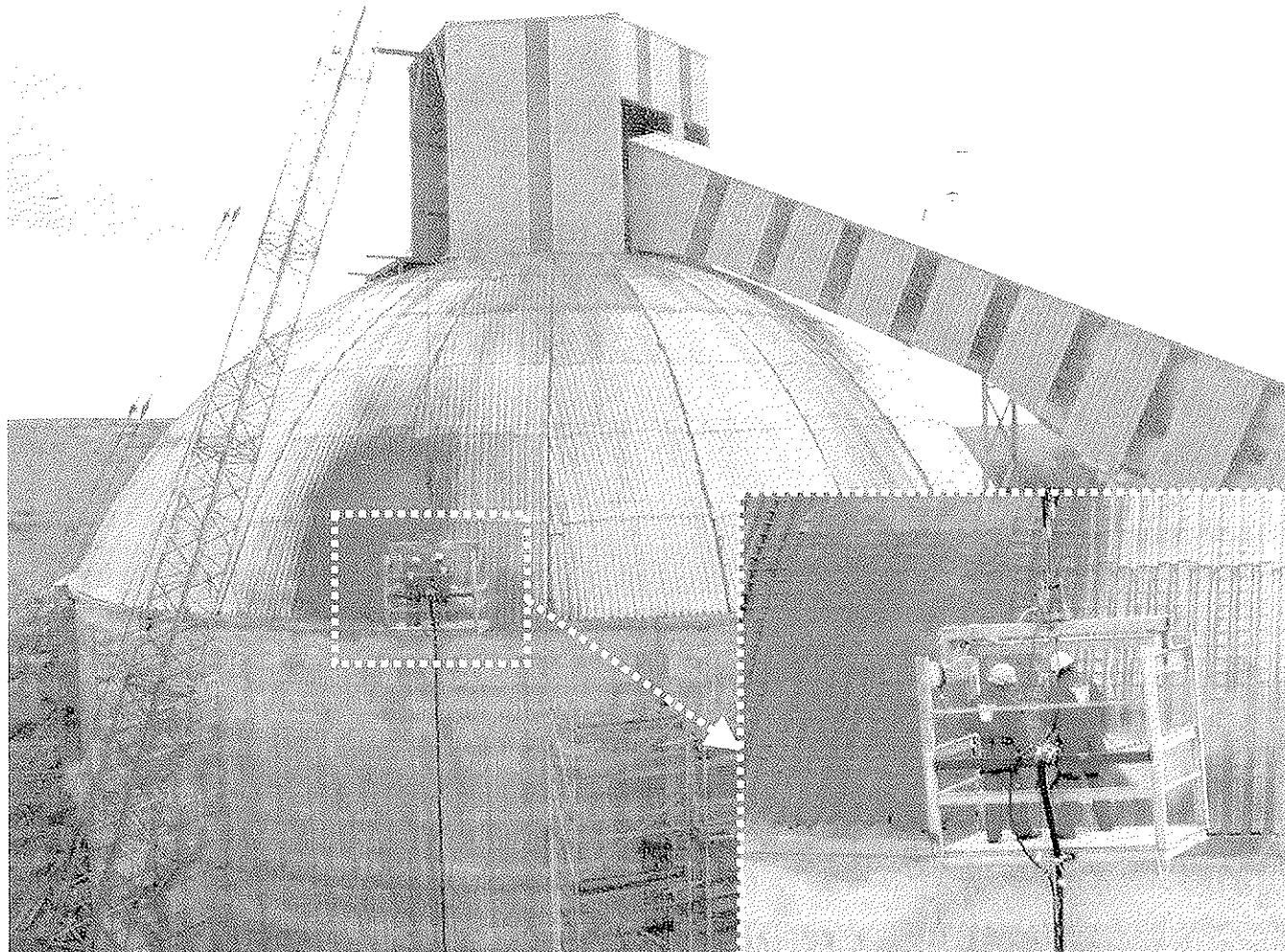


Figura 28. Aplicación de gunita en la cúpula. Espesor medio, 6 cm.

Valores frecuente y característico de la acción de tráfico sobre los puentes de carretera. Comparación con los valores de la IAP-98 y EC-1

Frequent and characteristic values of traffic action on spanish highway bridges. Comparison with spanish (IAP-98) and european (EC-1) standards

Joan Ramon Casas Rius

Dr. Ingeniero de Caminos

Departamento de Ingeniería de la Construcción (UPC)

Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona

RESUMEN

El artículo presenta una comparación de las acciones representativas (valores característico y frecuente) del tráfico de carretera obtenidas con la aplicación de las Normativas IAP-98 y Eurocódigo 1. Parte 3, con los que se obtienen a partir de un modelo de simulación de tráfico real con dos niveles representativos de lo que sería un tráfico muy pesado (6.000 vehículos pesados por día) y un tráfico medio o ligero (1.500 vehículos pesados día). El estudio se centra exclusivamente en los esfuerzos de flexión longitudinal en el tablero. La comparación se establece para vías con dos carriles en un mismo sentido de circulación (autovías) y teniendo en cuenta el comportamiento superficial de los tableros. La acción de tráfico se evalúa en un total de 8 puentes, representativos del conjunto de obras modernas existentes en las vías españolas, cubriendo luces desde 22 hasta 150 metros, con tipología longitudinal de tramo recto (vanos simplemente apoyados o viga continua) y secciones transversales a base de vigas prefabricadas, losa o sección en cajón. Como resultado del estudio, se proponen una serie de factores de ajuste para la obtención de los momentos de flexión longitudinal (valor característico y frecuente) más ajustados a la solicitud real de tráfico a partir de los valores deducidos de la aplicación del EC-1.

SUMMARY

The paper presents a comparison between the traffic action (characteristic and frequent values) in highway bridges as deduced from the Eurocode 1. Part 3 and the Spanish Code IAP-98, with the values coming from a model of traffic simu-

lation and with two volumes of traffic representative of heavy (Average Daily Truck Traffic = 6000) and light (ADTT = 1500) traffic conditions. The study focuses on the bending moment bridges with two-lane in one direction. The analysis carried out takes into account the two dimensional behaviour of the deck using a grillage method. A total of 8 different bridge decks are analysed. They are fully representative of the new bridges in the existing Spanish network. Span length ranges from 22 up to 150 m and the longitudinal layout corresponds to simply supported and continuos bridges. The cross-section types cover I-girder prestressed beams, slabs and box-girder. As a conclusion of the results obtained several correction factors are proposed in order to obtain the best estimate of the longitudinal bending moments due to traffic (characteristic and frequent values) starting from the proposed values in Eurocode EC-1.

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad existe, tanto a nivel nacional como internacional (Eurocódigos, Código Modelo CEB-FIP, AASHTO), una nueva generación de Códigos y Normas en las que se definen y cuantifican los distintos valores representativos de las acciones sobre las estructuras en función del Estado Límite considerado y de la categoría y entorno de la estructura (valor frecuente, infrecuente, característico). En el caso de los puentes y de las acciones variables, y en particular en el de las cargas de tráfico sobre los puentes, estos valores representativos vienen definidos de acuerdo a determinados períodos de retorno, ligados con distintos valores de diseño de la sobrecarga de tráfico. Así, por ejemplo, se habla del valor frecuente de la

acción del tráfico como aquel asociado a un período de retorno de una semana, queriendo representar un valor que puede ser superado muchas veces (como media una vez por semana) durante el período de vida útil del puente. Con el mismo se deben verificar, por tanto, las situaciones de servicio (descompresión, flecha,...). Por el contrario, el valor característico se asocia a un período de retorno de 1000 años, o lo que es lo mismo, con una probabilidad del 10% de que dicho valor se supere en 100 años o a un 5% de que lo haga en 50 años. En definitiva, un valor que va a producirse pocas veces a lo largo de la vida útil del puente y que se utilizará, en consecuencia, en la verificación de las situaciones extremas de carga (Estados Límites Últimos). Las condiciones de tráfico representativas sobre las que se han deducido dichos valores pueden ser muy variadas y deben ser suficientemente generales para que permitan su aplicación a un ámbito tan amplio como Europa en el caso del Eurocódigo de Acciones o de Estados Unidos en el caso de la norma AASHTO. Es evidente, por tanto, que la calibración de dichos modelos de tráfico debe hacerse con los datos de aforos representativos más desfavorables que puedan encontrarse en el conjunto de la red europea. De aquí que en la calibración del modelo de carga de tráfico en el Eurocódigo se haya utilizado un tráfico tan pesado como el que recorre el corredor París-Auxerre. Consciente de que en algunos casos dichos valores puedan producir soluciones excesivamente sobredimensionadas en relación al tráfico que soportan, el propio Eurocódigo establece la posibilidad de que cada país, de acuerdo con sus características específicas de tráfico pesado y composición del mismo, pueda establecer modificaciones a dichos valores originales en los llamados Documentos Nacionales de Aplicación (DNA).

2. OBJETIVOS Y ÁMBITO DEL ESTUDIO

Tanto el Eurocódigo EC-1 [1] como la nueva IAP-98 [2] establecen en su articulado como deben obtenerse los valores frecuente y característico de la acción del tráfico sobre un puente. El objetivo de este artículo es obtener y mostrar dichos valores para el caso del tráfico existente en las autovías españolas y compararlo con los valores deducidos de la aplicación de ambas Normas. Para la obtención de la solicitud real de tráfico se utilizará un modelo de simulación de tráfico en puentes de carretera [3]. Para que los resultados sean representativos del amplio abanico de tráficos y tipolo-

gías de puentes existentes en la red viaria española, el modelo se aplica a 2 condiciones de tráfico representativas de un tráfico muy pesado y de un tráfico ligero, así como a un total de 8 puentes con un rango de luces desde 22 a 150 metros de luz y distintas secciones transversales y esquemas estáticos, que cubren una gran parte de los puentes presentes en nuestras carreteras.

Los resultados se refieren únicamente a la solicitud de flexión en los tableros, pudiendo procederse de manera análoga para el caso del esfuerzo cortante o para otros elementos característicos del puente (pilas, aparatos de apoyo,...)

3. DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES

Los puentes considerados en la simulación de tráfico son los que aparecen en las Figuras 1 a 8. El puente número 2 es un puente de vigas prefabricadas y los puentes 7 y 8 se construyen por voladizos sucesivos, estando construidos todos los demás mediante cimbrado en toda su longitud. Todas las plataformas funcionales consideradas están formadas por un arcén derecho de 2,5 m, dos carriles de 3,5 metros con un único sentido de circulación, y un arcén izquierdo de 1 m, completándose la sección con dos barrera rígidas, lo que da lugar a una anchura total de la plataforma del puente de 11,2 metros. Dicha plataforma funcional puede considerarse como típica para las autovías con 2 carriles de tráfico en cada sentido de circulación.

4. METODOLOGÍA

En primer lugar, se ha procedido a la obtención de las superficies de influencia del momento flector de todos los tableros en las secciones más representativas (sección central de vano para los puentes biapoyados y sección de vano y apoyo en el caso de los continuos). Para la modelización estructural de todos los puentes se ha utilizado un modelo de emparrillado plano, de manera que los valores de la Tabla I, a excepción del puente de vigas, corresponden a momentos a todo lo ancho de la sección transversal, pero teniendo en cuenta el comportamiento superficial de los tableros, es decir, están afectados por el correspondiente coeficiente de excentricidad. Para el puente de vigas, se ha obtenido el valor en la viga más solicitada. Una

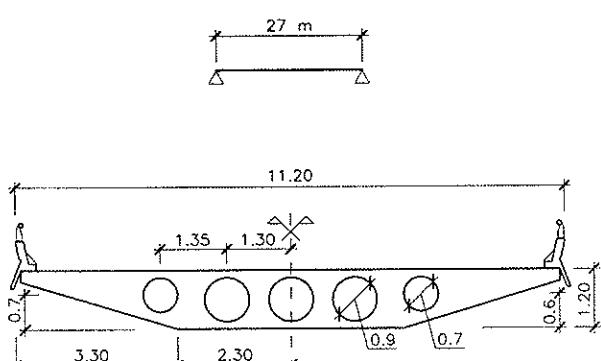


Figura 1. Tipología longitudinal y sección transversal del puente de 27 m de luz.

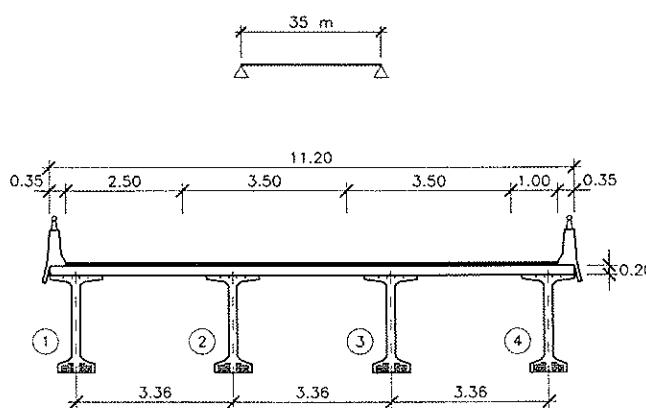


Figura 2. Tipología longitudinal y sección transversal del puente de 35 m de luz.

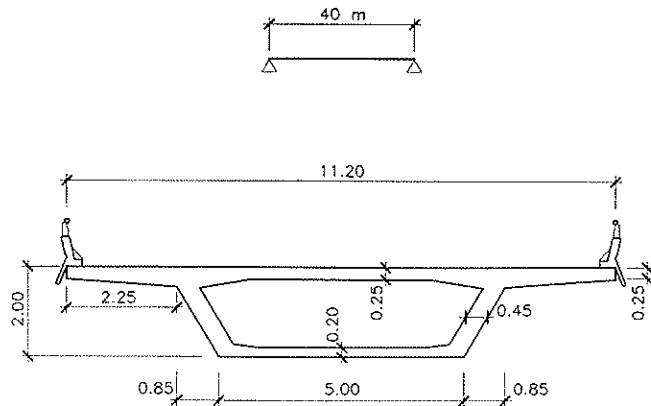


Figura 3. Tipología longitudinal y sección transversal del puente de 40 m de luz.

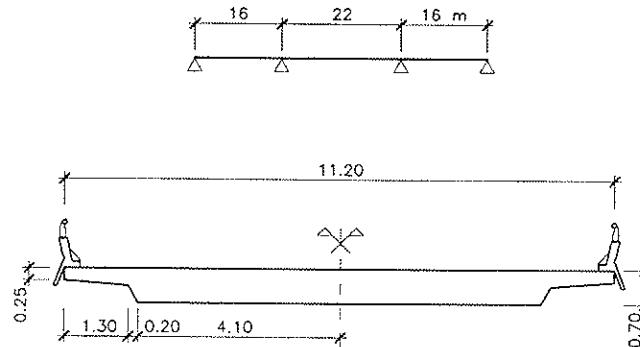


Figura 4. Tipología longitudinal y sección transversal del puente de 22 m de luz principal.

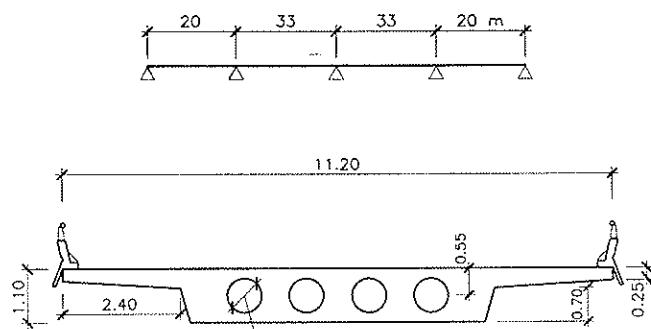


Figura 5. Tipología longitudinal y sección transversal del puente de 33 m de luz principal.

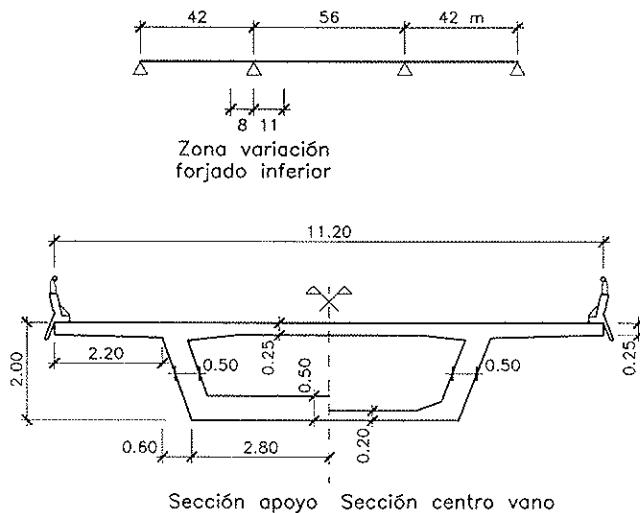


Figura 6. Tipología longitudinal y sección transversal del puente de 56 m de luz principal.

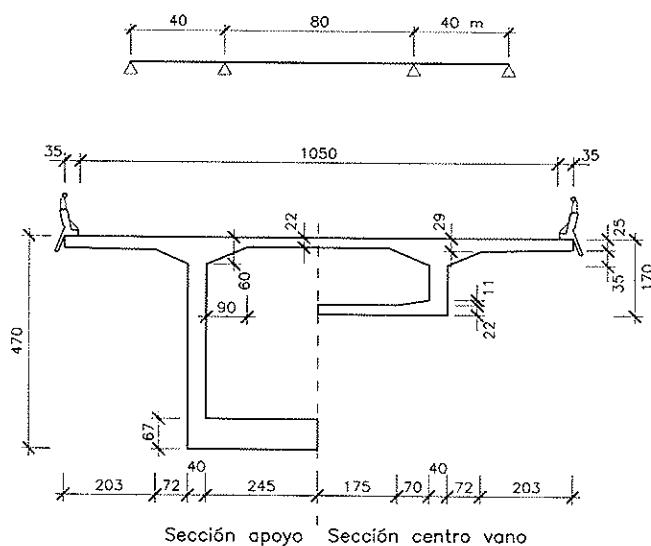


Figura 7. Tipología longitudinal y sección transversal del puente de 80 m de luz principal.

vez obtenidas las superficies de influencia, y teniendo en cuenta la posición de los carriles de tráfico dentro de la plataforma, se ha procedido a simular situaciones reales de tráfico sobre los mismos mediante el modelo general de tráfico cuyas características se encuentran expuestas en [3]. Para ello se han ido obteniendo "fotos" del tráfico sobre el puente en intervalos de

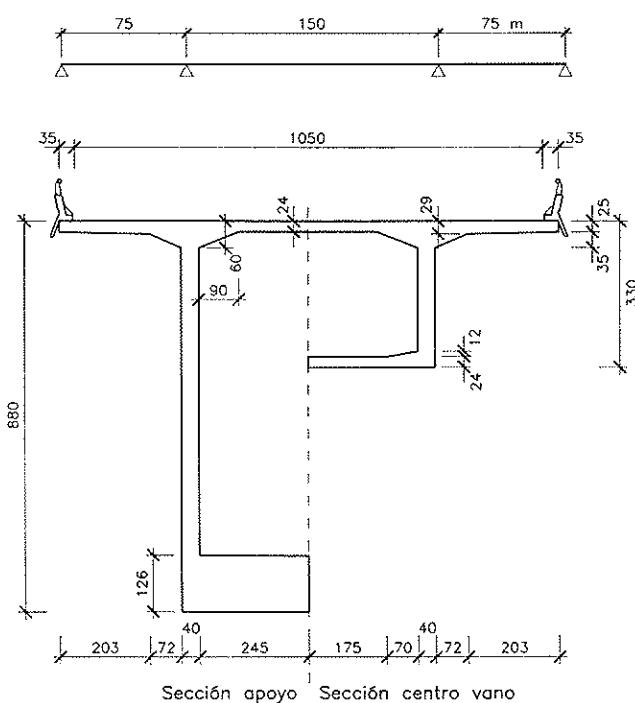


Figura 8. Tipología longitudinal y sección transversal del puente de 150 m de luz principal.

Tabla I. Solicitaciones de tráfico (en Txm) en las distintas secciones de los puentes estudiados

| Tipología | Puente | Sección | Valor característico (T _{retorno} = 1000 años) | | | | | | Valor frecuente (T _{retorno} = 1 semana) | | | | | |
|-----------|--------|---------|---|-------|--------|-------|--------------|--------|---|------------|-------|--------|--------|--------------|
| | | | IAP 98 | EC-1 | | | Tráfico real | | | IAP- 98 | EC-1 | | | Tráfico real |
| | | | | Unif. | Tándem | Total | Pesado | Ligero | Unif. | Tándem | Total | Pesado | Ligero | |
| Biapoyado | 27 | Vano | 874 | 595 | 865 | 1460 | 1371 | 1006 | 437 | 238 | 649 | 887 | 513 | 442 |
| | 35 | Vano* | 438 | 296 | 335 | 631 | 524 | 449 | 219 | 118 | 251 | 369 | 250 | 203 |
| | 40 | Vano | 1553 | 866 | 1183 | 2049 | 2176 | 1945 | 777 | 346 | 887 | 1233 | 842 | 735 |
| Continuo | 16-22 | Vano | 426 | 191 | 534 | 725 | 551 | 486 | 213 | 76 | 401 | 477 | 216 | 170 |
| | -16 | Apoyo | 387 | 300 | 349 | 649 | 457 | 363 | 194 | 120 | 262 | 382 | 176 | 146 |
| | 20-33- | Vano | 714 | 403 | 754 | 1157 | 908 | 782 | 357 | 161 | 566 | 727 | 369 | 325 |
| | 33-20 | Apoyo | 669 | 699 | 442 | 1141 | 727 | 515 | 335 | 280 | 332 | 612 | 379 | 270 |
| | 42-56 | Vano | 1554 | 578 | 1262 | 1840 | 1842 | 1371 | 777 | 231 | 947 | 1178 | 766 | 682 |
| | -42 | Apoyo | 1614 | 959 | 747 | 1706 | 1426 | 1195 | 807 | 384 | 560 | 944 | 651 | 474 |
| | 40-80 | Vano | 1330 | 1082 | 1070 | 2152 | 1693 | 1265 | 665 | 433 | 803 | 1236 | 703 | 620 |
| | -40 | Apoyo | 3698 | 3274 | 1643 | 4917 | 3300 | 2663 | 1849 | 1310 | 1232 | 2542 | 1443 | 1146 |
| | 75- | Vano | 4048 | 3240 | 1825 | 5065 | 3192 | 2815 | 2024 | 1296 | 1369 | 2665 | 1431 | 1133 |
| | 150-75 | Apoyo | 11611 | 11974 | 3217 | 15191 | 9075 | 7299 | 5806 | 4790 | 2413 | 7203 | 3444 | 2553 |

* Corresponde a la viga más solicitada

tiempo de 0,2 segundos, lo que permite reflejar perfectamente el flujo real de vehículos sobre el puente y su evolución espacial relativa a lo largo del tiempo teniendo en cuenta las posibilidades de adelantamientos, etc... A partir de dichas situaciones de tráfico sobre el tablero y a través de las superficies de influencia, se han obtenido los esfuerzos de flexión a lo largo del período de tiempo de simulación. El período básico de simulación es de una semana, considerándose que en el mismo se dan las condiciones de estacionariedad del tráfico. Se han simulado un total de 200 semanas de tráfico para cada puente, recogiéndose el valor máximo obtenido en toda la semana. Así se obtienen 200 valores máximos semanales y los datos suficientes para la definición de la acción de tráfico representativa de un período de retorno de una semana (valor frecuente) y de 1000 años (valor característico). Para este último caso, se han utilizado las técnicas de extrapolación recogidas en [3] a partir de los valores máximos semanales.

5. RESULTADOS

Los resultados se han obtenido en 2 condiciones de tráfico distintas. Una de ellas es representativa de unas condiciones de tráfico extremas para lo que sería el tráfico medido en la red de autovías en España [4], consistente en una IMD de 20.000 vehículos en los dos carriles, con un porcentaje de pesados del 30%. La otra sería representativa de unas condiciones medias de tráfico en base a una IMD de 10.000 vehículos y un porcentaje de pesados del 15%.

Los resultados obtenidos en las secciones más representativas de vano y apoyo para los distintos puentes son los de la Tabla I (en Tm) y la Tabla II (en kNm) y las Figuras 9 a 16. Dichos

valores corresponden sólo a calzadas sin aceras, es decir, las cargas son debidas únicamente al tráfico y no a los peatones. Además, son valores que tienen en cuenta el comportamiento superficial de los tableros. En todos los casos, el valor característico corresponde a un período de retorno de 1000 años; mientras que el valor frecuente es el de período de retorno de 1 semana. En las Figuras 9 y 10 podemos ver representados los valores obtenidos para la totalidad de los puentes estudiados. En las Figuras 11 y 12 aparecen los relativos a la sección de apoyo de las vigas continuas; mientras que en las 13 y 14, los valores son los de la sección central del vano más largo. Por último, en las Figuras 15 y 16 se han representado por separado los resultados obtenidos para los puentes isostáticos. Hay que tener en cuenta que los valores correspondientes al vano simplemente apoyado de 35 m son los de la viga más solicitada, mientras que el resto se refieren al momento a todo lo ancho de la sección. De ahí que algunas gráficas presenten un punto bajo para el puente correspondiente a los 35 metros.

6. DISCUSIÓN Y COMENTARIOS

Los resultados de la Tabla I y de las Figuras 9 a 16 nos sugieren los siguientes comentarios:

1) El valor característico obtenido con la aplicación del modelo de sobrecarga del Eurocódigo es siempre mayor que el deducido con la IAP-98. El rango de variación oscila entre 1,3 y 1,7 para los puentes biapoyados y entre 1,1 y 1,7 para los continuos. Se adivina una cierta tendencia a que las diferencias sean menores a medida que aumenta la luz principal del puente. Si tenemos en cuenta que EC-1 propone un coeficiente de seguridad parcial de 1,35 para el valor de combina-

Tabla II. Solicitaciones de tráfico (en kNm) en las distintas secciones de los puentes estudiados

| Tipología | Puente | Sección | Valor característico ($T_{retorno} = 1000$ años) | | | | | | Valor frecuente ($T_{retorno} = 1$ semana) | | | | | |
|-----------|-------------|---------|---|--------|--------|--------|--------------|--------|---|-------|--------|-------|--------------|--------|
| | | | IAP-98 | EC-1 | | | Tráfico real | | IAP-98 | EC-1 | | | Tráfico real | |
| | | | | Unif. | Tándem | Total | Pesado | Ligero | | Unif. | Tándem | Total | Pesado | Ligero |
| Biapoyado | 27 | Vano | 8565 | 5831 | 8477 | 14308 | 13436 | 9859 | 4283 | 2332 | 6360 | 8692 | 5027 | 4332 |
| | 35 | Vano* | 4293 | 2901 | 3283 | 6184 | 5135 | 4400 | 2146 | 1156 | 2460 | 3616 | 2450 | 1989 |
| | 40 | Vano | 15235 | 8487 | 11593 | 20080 | 21325 | 19061 | 7615 | 3391 | 8693 | 12084 | 8252 | 7203 |
| Continuo | 16-22-16 | Vano | 4175 | 1872 | 5233 | 7105 | 5400 | 4763 | 2087 | 745 | 3930 | 4675 | 2117 | 1666 |
| | 20-33-33-20 | Apoyo | 3793 | 2940 | 3420 | 6360 | 4479 | 3557 | 1901 | 1176 | 2568 | 3744 | 1725 | 1431 |
| | 42-56-42 | Vano | 6997 | 3949 | 7389 | 11338 | 8898 | 7664 | 3499 | 1578 | 5547 | 7125 | 3616 | 3185 |
| | 40-80-40 | Apoyo | 6556 | 6850 | 4332 | 11182 | 7125 | 5047 | 3283 | 2744 | 3254 | 5998 | 3714 | 2646 |
| | 75-150-75 | Vano | 15229 | 5664 | 12368 | 18032 | 18052 | 13436 | 7615 | 2264 | 9281 | 11545 | 7506 | 6684 |
| | 130-34 | Apoyo | 15817 | 9398 | 7321 | 16719 | 13975 | 11711 | 7909 | 3763 | 5488 | 9251 | 6380 | 4645 |
| | 320-85 | Vano | 13034 | 10604 | 10486 | 21090 | 16591 | 12397 | 6517 | 4243 | 7869 | 12112 | 6889 | 6076 |
| | 161-01 | Apoyo | 36240 | 32085 | 16101 | 48186 | 32340 | 26097 | 18120 | 12838 | 12074 | 24912 | 14141 | 11231 |
| | 315-27 | Vano | 39670 | 31752 | 17885 | 49637 | 31282 | 27587 | 19835 | 12701 | 13416 | 26117 | 14024 | 11103 |
| | 148-872 | Apoyo | 113788 | 117345 | 31527 | 148872 | 88935 | 71530 | 56899 | 46942 | 23647 | 70589 | 33751 | 25019 |

* Corresponde a la viga más solicitada

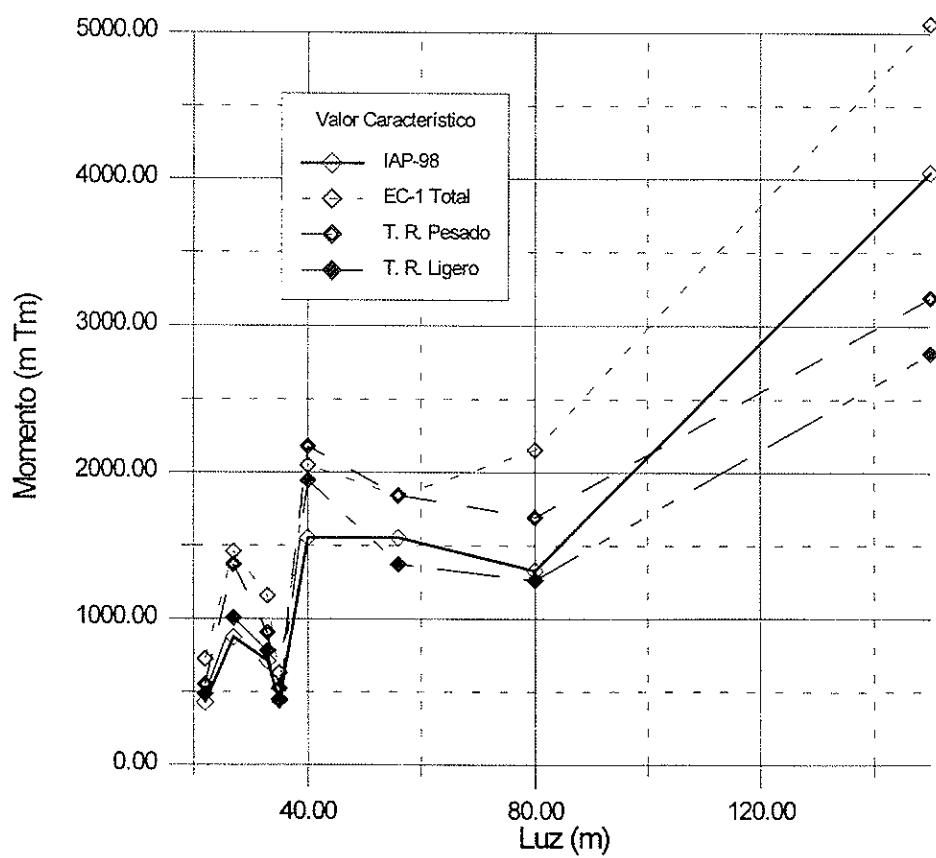


Figura 9. Valor característico de la solicitud de tráfico en función de la luz principal. Sección de vano de todos los puentes.

ción en el ELU, mientras que IAP-98 exige un valor de 1,5, vemos que, a pesar de ello, el valor final a considerar en la verificación del ELU es generalmente mayor para EC-1 que para IAP-98.

2) Los valores frecuentes obtenidos con la aplicación del modelo de sobrecarga del Eurocódigo son también siempre mayores que los obtenidos con la IAP-98. El rango de variación oscila entre 1,2 y 2,2. También aquí se observa una cierta

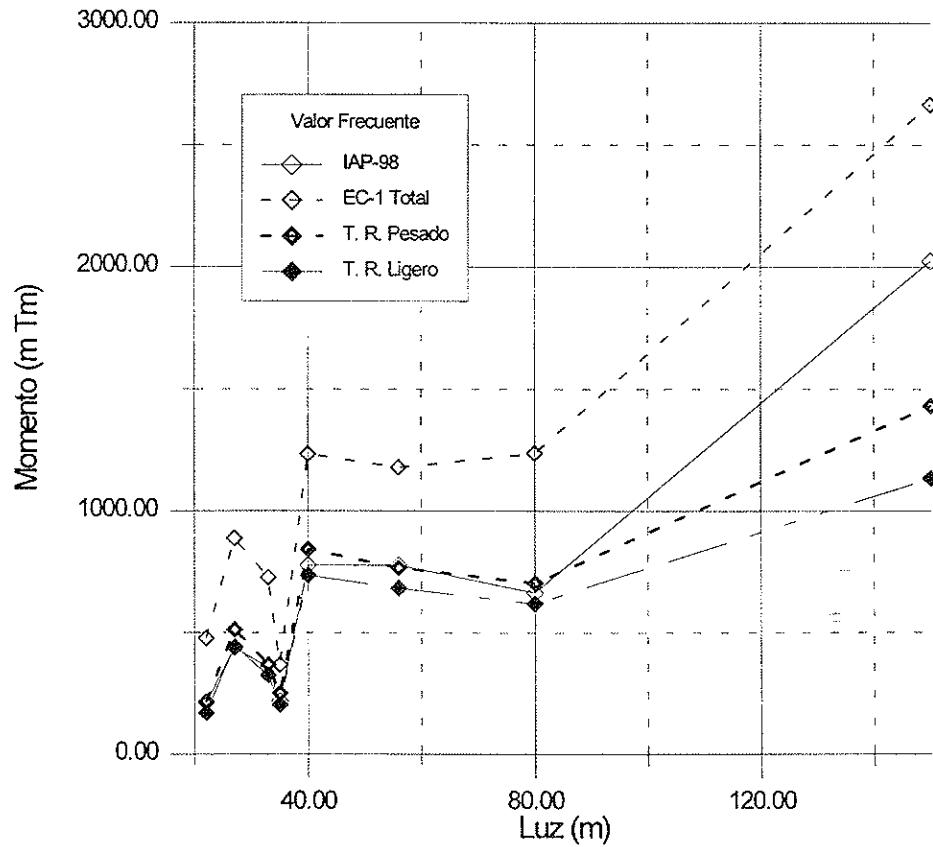


Figura 10. Valor frecuente de la solicitud de tráfico en función de la luz principal. Sección de vano de todos los puentes.

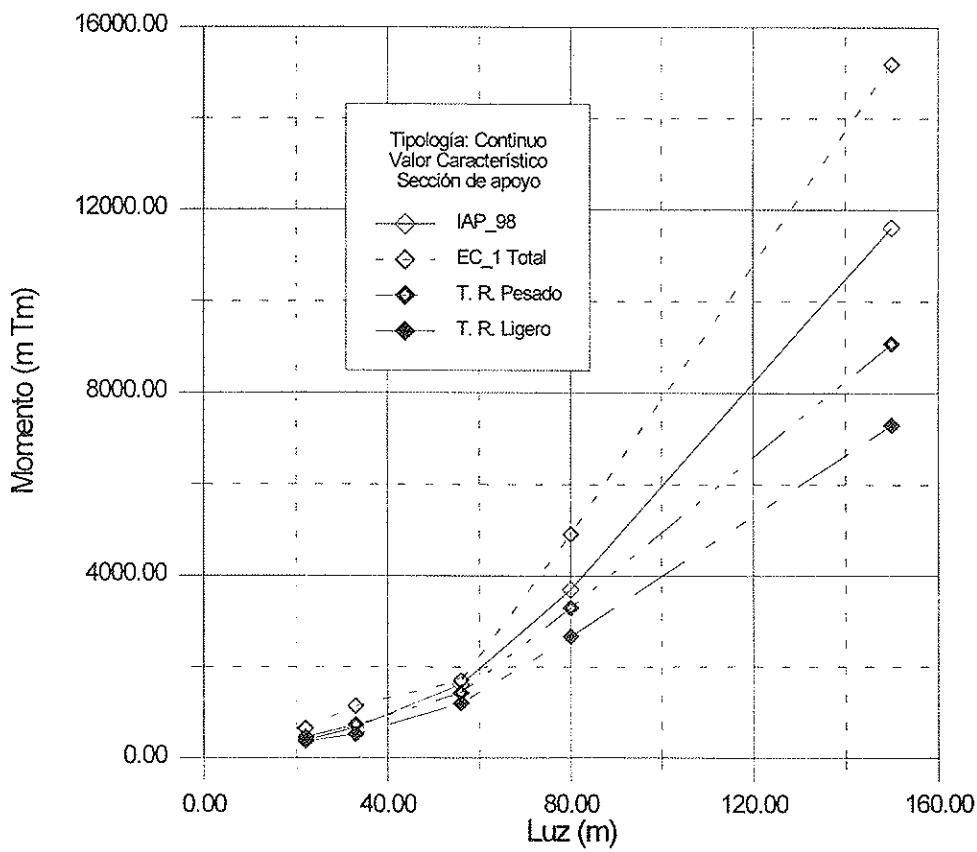


Figura 11. Valor característico de la solicitud de tráfico en función de la luz principal. Sección de apoyo de los puentes continuos.

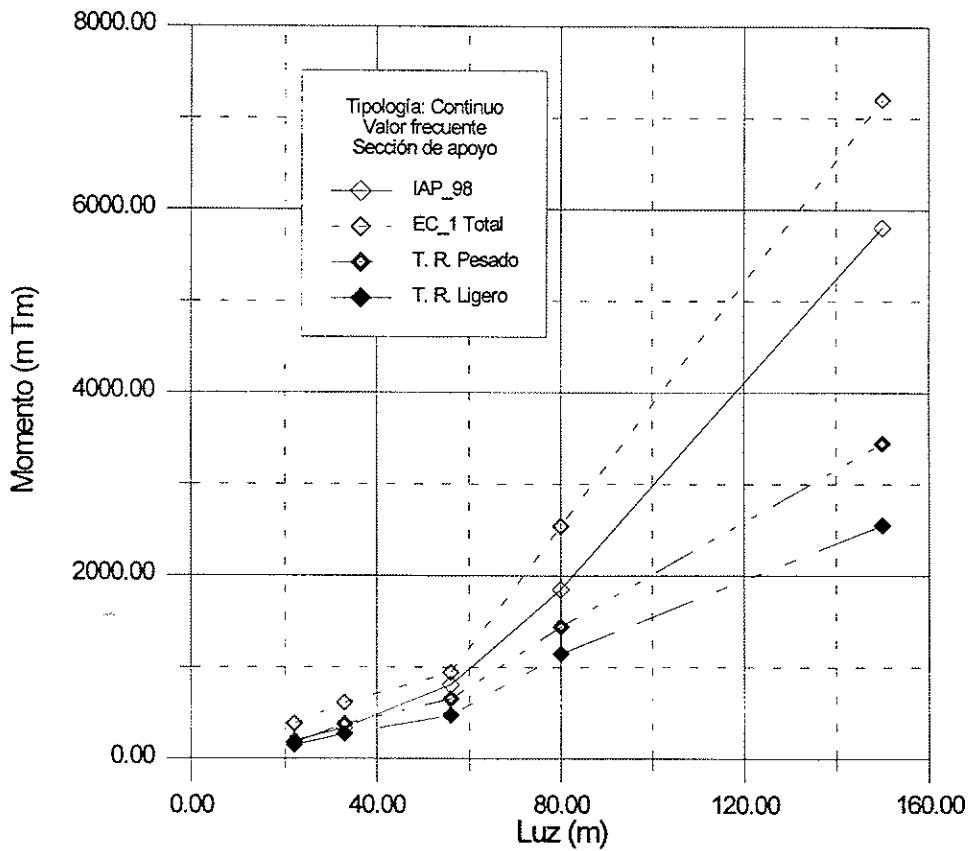


Figura 12. Valor frecuente de la solicitud de tráfico en función de la luz principal. Sección de apoyo de los puentes continuos.

ta tendencia a que la discrepancia entre ambos valores disminuya a medida que aumenta la luz principal del puente.

3) En las secciones de vano, excepto para el puente de 150 metros de luz principal, el valor característico obtenido con el tráfico pesado real es siempre superior al obtenido con la IAP-98. Por tanto, para el rango de luces hasta los 100 metros, los valores deducidos de la aplicación de la IAP-98 pueden estar del lado inseguro para vías con tráfico muy pesado (circunvalaciones de grandes ciudades con polígonos industriales cercanos, tramos de autopista con tráfico muy pesado,...). Lo mismo puede decirse en el caso de un tráfico ligero para luces de hasta los 50 metros aproximadamente. Por tanto, para puentes de pequeña y mediana luz, los valores característicos obtenidos con la IAP-98 son menores que los producidos por un tráfico con una componente de 1500 vehículos pesados/día. Los valores obtenidos con el EC-1 están siempre del lado seguro, excepto en el caso del puente simplemente apoyado de 40 metros de luz, incluso para el tráfico más pesado. En las Figuras 13 y 14 puede observarse cómo las diferencias entre ambas Normativas y los valores de la simulación se acentúan a medida que crece la luz. También se observa claramente la influencia del canto variable, que en las secciones de vano hace que disminuya la pendiente de las curvas cuando entramos en el rango de luces con soluciones en canto variable.

4) En lo referente a las secciones de apoyo de los puentes continuos, los valores característicos deducidos con la IAP-98 pueden infravalorar ligeramente la solicitud real de tráfico para puentes de pequeña y mediana luz (hasta los 50 metros

aproximadamente) en el caso de un tráfico muy pesado. En el caso de un tráfico ligero, son siempre superiores los valores obtenidos con IAP-98. La Figura 11 muestra como hasta los 60 metros de luz principal, los valores deducidos con EC-1, IAP-98 y el tráfico real (tanto ligero como pesado) no muestran una gran diferencia. Ésta se hace más notable a medida que aumenta la luz. Una tendencia parecida se observa en cuanto al valor frecuente (Figura 12). En las Figuras 11 y 12 es también manifiesta la influencia del canto variable, que provoca una mayor pendiente en las curvas a partir del último puente de canto constante.

5) Debido a la forma de las superficies de influencia de los momentos en vano y en apoyo, los momentos en vano están fundamentalmente condicionados por las cargas puntuales (tándem o carro); mientras que los de apoyo, lo están por la carga uniformemente repartida. Estos efectos son más claros a medida que aumenta la luz principal del puente (Figuras 11 y 12).

7. CONCLUSIONES

Los resultados y comentarios anteriores nos permiten obtener una serie de conclusiones que deberían tenerse en cuenta a la hora de definir los distintos coeficientes a considerar en el Documento Nacional de Aplicación (DNA) del Eurocódigo 1, tanto en lo relativo a los valores característicos como a los frecuentes de la carga de tráfico. En particular:

- 1) Si definimos un **coeficiente de ajuste** como un valor

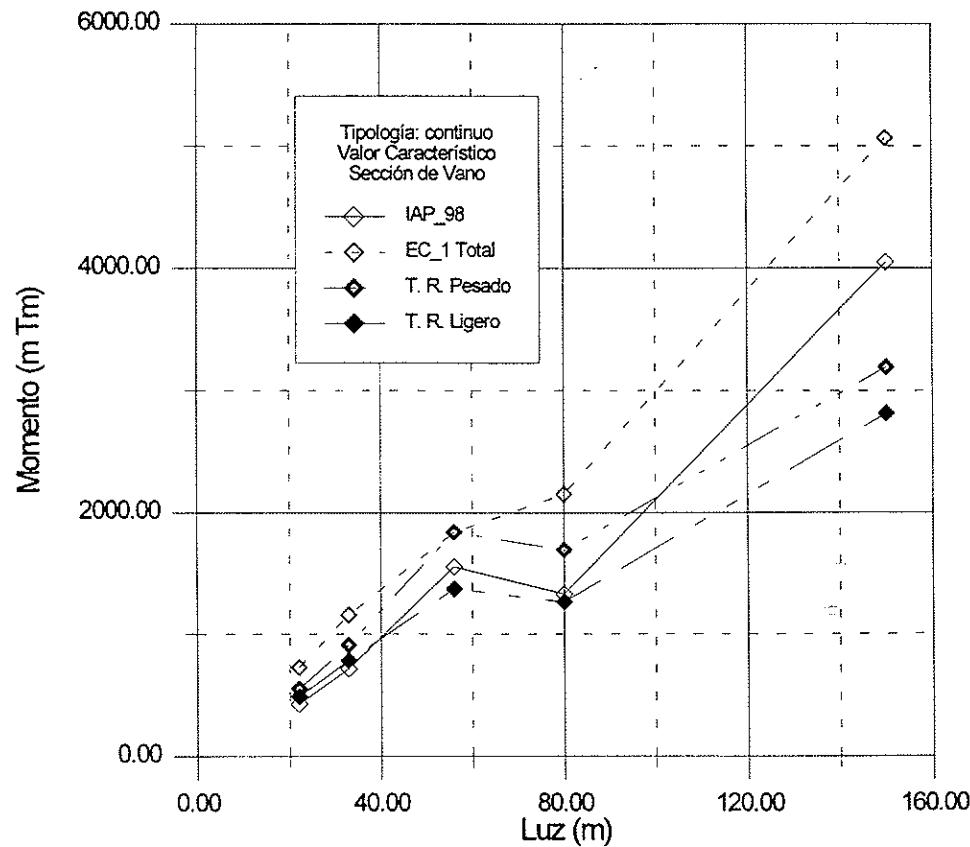


Figura 13. Valor característico de la solicitud de tráfico en función de la luz principal. Sección de vano de los puentes continuos.

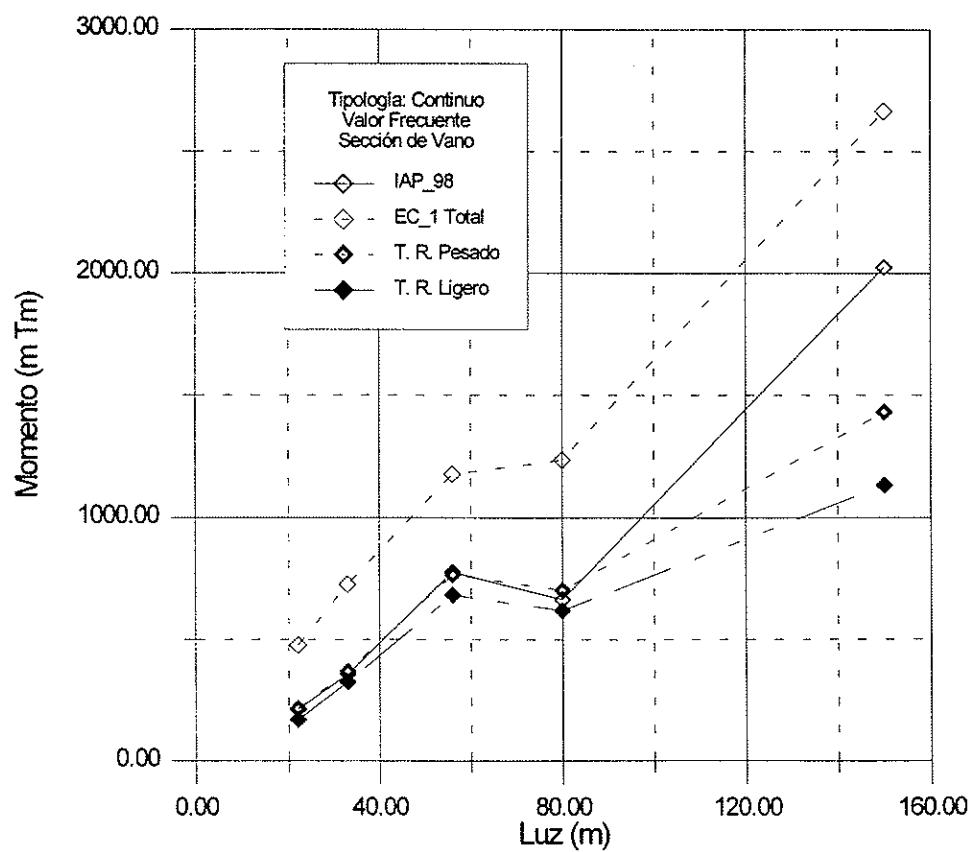


Figura 14. Valor frecuente de la solicitud de tráfico en función de la luz principal. Sección de vano de los puentes continuos.

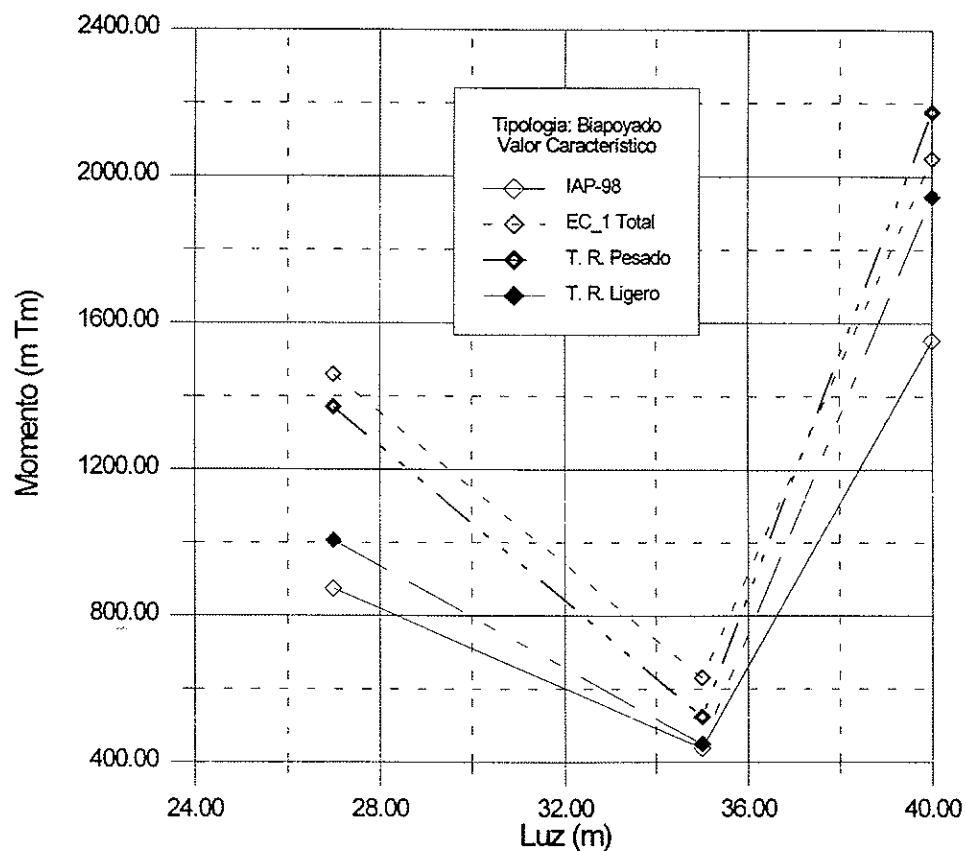


Figura 15. Valor característico de la solicitud de tráfico en función de la luz. Puentes biapoyados.

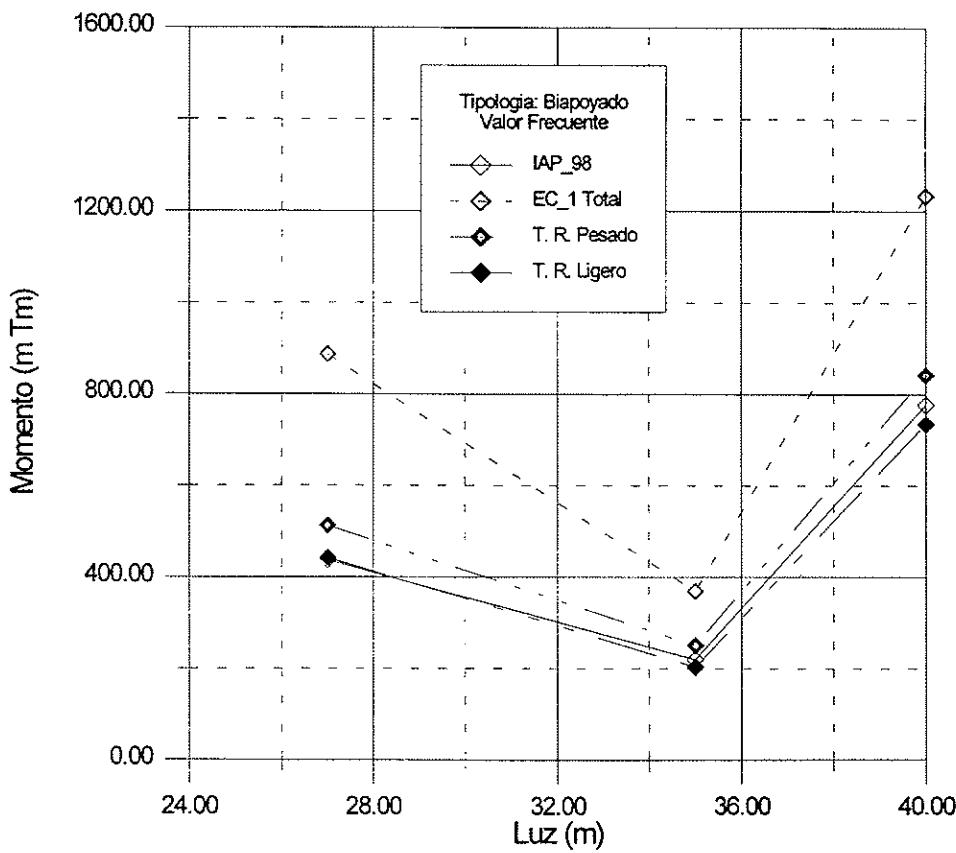


Figura 16. Valor frecuente de la solicitud de tráfico en función de la luz. Puentes biapoyados.

que permita obtener el valor característico de la acción de tráfico en las autovías españolas, a partir del valor característico obtenido con la aplicación del EC-1, vemos que:

– De acuerdo con el punto 5 del apartado anterior, el mejor ajuste se consigue definiendo un valor distinto para la sobrecarga repartida y para los ejes tandem definidos en el Eurocódigo.

– En el caso de un **tráfico muy pesado**, si se realiza un ajuste por mínimos cuadrados en base a todos los puentes estudiados, los coeficientes de ajuste son 0,43 para la sobrecarga repartida y 1,12 para la carga puntual. Si, por el contrario, consideramos el valor máximo (más desfavorable) de todos los casos estudiados, el coeficiente de ajuste debería ser 1, puesto que tanto en el puente biapoyado de 40 m como en el continuo de 56 m, los valores característicos son prácticamente iguales.

– En el caso de un **tráfico ligero**, el ajuste por mínimos cuadrados al conjunto de puentes da como resultado los valores 0,31 y 1,03 para la sobrecarga repartida y puntual del EC-1, respectivamente. En este caso, la relación máxima de esfuerzos es de 0,95 para los puentes biapoyados y de 0,75 para los continuos.

2) El Eurocódigo propone unos coeficientes 0,75 para el eje tandem y 0,4 para la sobrecarga repartida para obtener el valor frecuente a partir del valor característico. Si definimos un **coeficiente reductor** como un valor que permita obtener el valor frecuente de la acción del tráfico real a partir del valor frecuente deducido del Eurocódigo, el mismo varía según los casos analizados del siguiente modo:

– En el caso de un tráfico muy pesado, entre 0,58 y 0,68 para los puentes biapoyados, y entre 0,45 y 0,69 para los continuos. Por tanto, un valor global de 0,7 nos dejaría del lado seguro en ambos casos. Los puentes continuos de menor luz serían los más penalizados.

– En el caso de un tráfico ligero, entre 0,50 y 0,60 para los puentes biapoyados y entre 0,35 y 0,58 para los continuos. Un valor global de 0,6 estaría del lado seguro en ambos casos. De nuevo, los puentes continuos de menor luz serían los más penalizados.

3) A la vista de las Figuras 12, 14 y 16 y de la tabla 1, puede decirse que el valor frecuente que propone IAP-98, obtenido a partir del valor característico multiplicado por un coeficiente reductor 0,5, es bastante adecuado para luces hasta aproximadamente los 60 metros. Los valores estarán siempre del lado seguro para el caso de un tráfico real ligero y dan valores bastante ajustados para el caso de un tráfico muy pesado, aunque un poco infravalorados en el caso de las tipologías biapoyadas. Por el contrario, a partir de los 60 metros de luz principal, el coeficiente 0,5 da valores muy superiores a los reales, probablemente debido a que los valores característicos a los que se les aplica se encuentran, a su vez, sobrevalorados con respecto al tráfico real.

4) A pesar de que todos los puentes estudiados son de hormigón pretensado, la técnica de las superficies de influencia utilizada hace que los resultados obtenidos en los casos de inercia constante sean también representativos en el caso de tableros de otro material (hormigón armado o puentes mixtos) que presenten coeficientes de excentricidad parecidos a los de las secciones presentadas.

8. AGRADECIMIENTOS

El autor desea agradecer la ayuda económica recibida por parte del Ministerio de Educación y Cultura (Dirección General de Enseñanza Superior) a través de los proyectos de investigación PB94-1199 y PB95-0769, para la realización de estudios que han comportado los resultados presentes en este trabajo.

Los datos de tráfico que se han utilizado para la obtención de las solicitudes reales de tráfico proceden de los aforos llevados a cabo por el Centro de Estudios de Carreteras del CEDEX, que nos han sido proporcionados por el Servicio de Puentes y Estructuras de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento. Nuestro agradecimiento a ambas Instituciones.

Han colaborado en la realización del estudio, a través del análisis de algunos de los ejemplos presentados en sus respectivas Tesinas de Especialidad, los Ingenieros de Caminos Nuria Torrella [5] y Rodrigo Benito [6]. El modelo de simulación de tráfico utilizado ha sido desarrollado por el Dr. Ingeniero de Caminos César Crespo dentro de su Tesis Doctoral [7].

9. REFERENCIAS

- [1] AENOR: *Eurocódigo 1. Bases de Proyecto y Acciones en Estructuras. Parte 3: Acciones del tráfico en puentes*. Asociación Española de Normalización y Certificación. Madrid, 1998.
- [2] Ministerio de Fomento: *IAP-98. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Febrero de 1998. Dirección General de Carreteras, Madrid.
- [3] Casas, J.R.; Crespo, C.: “Un modelo global de tráfico para la evaluación y gestión de puentes construidos: Formulación y Metodología”. *Hormigón y Acero*, N. 208, pp. 107-122.
- [4] Ministerio de Fomento: *Mapas de aforos de carreteras*. Servicio de Publicaciones. Madrid
- [5] Torrella, Nuria: *Evaluación de la fiabilidad estructural de puentes de hormigón pretensado proyectados según la Normativa española. Adecuación del modelo del Eurocódigo EC-1 al tráfico español*. Tesina de Especialidad. Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, Febrero de 1996.
- [6] Rodríguez, Benito: *Análisis de modelos probabilistas de solicitud y resistencia a la fatiga de puentes de hormigón pretensado*. Tesina de Especialidad. Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, Junio de 1996.
- [7] Crespo, C.: *A reliability based methodology to define the limit state of decompression in prestressed concrete bridges*. Tesis Doctoral. Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, Julio de 1996.

Ajuste de dosificación de hormigones con fibras de acero por consistometría Vebe

Steel fiber reinforced concrete dosage adjustment by Vebe consistometry

Manuel Díaz Santos

Dr. Ingeniero Aeronáutico. E.U. Ingeniería Técnica Aeronáutica
Departamento de Tecnologías Especiales Aplicadas a la Aeronáutica.
Universidad Politécnica de Madrid



Marcos García Cruzado

Dr. Ingeniero Aeronáutico. E.T.S. Ingenieros Aeronáuticos
Departamento de Infraestructura, Sistemas Aeroespaciales y Aeropuertos.
Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

Se describen experiencias de optimización de mezclas de hormigón con fibras de acero para pavimentos de aeropuerto por consistometría Vebe, así como los resultados obtenidos en términos de tensión de rotura por flexotracción UNE 83-509. Se revisan trabajos anteriores tanto relativos a dosificación como a comportamiento de pavimentos aeroportuarios de hormigones reforzados con fibras. Se discuten las variaciones observadas en la dosificación para diversos hormigones en masa y reforzados con fibras de acero así como las diferencias de tensión de rotura por flexotracción de las mezclas optimizadas y de mezclas obtenidas por simple adición de fibras al mismo hormigón en masa optimizado. Se confirman los resultados con experiencias ajenas en pruebas de dosificación para una obra en un aeropuerto español en 1996. Se concluye que la no adaptación de la dosificación de la matriz del hormigón a la presencia de las fibras perjudica la resistencia a flexotracción tanto en valor medio como en dispersión de los resultados, y que la optimización por Consistometría Vebe es posible.

fiber concrete proportioning and airport fibrous pavement performance is revised. Variations either in proportion of different fibrous and plain concrete mixtures and in its flexural strength are discussed. Results are confirmed with values obtained in an airport paving experience tried in 1996. Main conclusions are that not adapting the mixture proportions when varying fiber dosage damages average flexural strength and dispersion, and that Vebe consistometry may be used successfully to proportion steel fiber concrete.

1. INTRODUCCIÓN

La fabricación de un hormigón con fibras no consiste en mezclar cierta cantidad de fibras con un hormigón ya existente sino que conviene ajustar experimentalmente la formulación según los objetivos de puesta en obra y de resistencia. La introducción de fibras en un hormigón entraña una perturbación de su esqueleto granular que se corrige aumentando la dosificación de finos, arena y pasta, lo que da lugar al aumento de la compacidad y a la reducción de la docilidad de la mezcla (1).

SUMMARY

This paper deals with an experimental investigation to optimize steel fiber reinforced concrete mixtures proportioning for airport pavements by Vebe consistometry, and its results in terms of flexural strength measured under UNE 83-509 spanish standard for fibrous concretes. Previous research on steel

Esta opinión contrasta con lo que se encuentra en buena parte de los trabajos de investigación relacionados con las propiedades mecánicas de los hormigones con fibras, en los cuales suelen aparecer comparaciones entre las propiedades de un hormigón en masa y las de hormigones conseguidos a base de añadir a la misma matriz (el hormigón en masa de comparación o testigo) diversas dosificaciones de fibras. Es



más, recientemente tuvimos la oportunidad de asistir a pruebas de dosificación de hormigones con fibras de acero destinadas a una pavimentación en las que se siguió el procedimiento de conseguir un hormigón en masa de una resistencia a flexotracción dada y a continuación añadirle cantidades crecientes de fibras. Las mezclas obtenidas no dieron buenos resultados en términos de tensión de rotura por flexotracción.

En lo que sigue se describirán experiencias de optimización de mezclas de hormigón con fibras de acero por consistometría Vebe, así como los resultados obtenidos en términos de tensión de rotura por flexotracción UNE 83-509. El ámbito en que se situó la experimentación fue el de la construcción de pavimentos destinados a tráfico de aeronaves en aeropuertos.

2. TRABAJOS ANTERIORES

La ACI (2) propone partir de una relación de arena/grava de valor 1 para los tanteos de dosificación de hormigones con fibras de acero. Más detalladamente, Casanova (1) resume los trabajos de diversos autores en las ideas siguientes:

- Dada la matriz (pasta más granulado) la docilidad decrece al aumentar la cantidad de fibras. Para mejorar la misma conviene usar mas finos, arena y cemento, que para un hormigón ordinario.
- La longitud de fibras debe ser mayor que dos veces el tamaño máximo de árido para permitir su acción mecánica sobre las macrofisuras.
- Dadas la relación agua/cemento (masas) y la cantidad de pasta (agua más cemento), el hormigón más compacto tiene una docilidad óptima.

– El óptimo de compacidad (determinado por la constitución del esqueleto granular, arena más grava) no es modificado cuando se hacen variar las cantidades agua/cemento y agua+cemento.

Se hace la hipótesis suplementaria de que esto permanece cierto en el caso de los hormigones reforzados con fibras de acero.

González-Isabel (3) presenta un método similar de dosificación basado en los trabajos de Larrard (4) y Baron-Lesage (12) para una aplicación distinta, los hormigones de alta resistencia. A su vez, Fan y Zhu (6) investigaron mediante un proceso parecido la dosificación de hormigones de consistencia muy seca con fibras de acero al carbono extraídas de baño fundido.

Rossi y otros (7) presentaron también un método de dosificación por consistometría utilizando el maniabilímetro LCL, basado en las hipótesis antes resumidas por Casanova. Su método consiste en fijar un valor de la relación agua/cemento, variar la proporción arena/grava y determinar mediante el maniabilímetro el valor de dicha proporción conducente a la máxima docilidad (máxima compacidad). Para este valor óptimo de la proporción arena/grava varían las cantidades de agua y de cemento manteniendo la relación agua/cemento constante hasta obtener la docilidad deseada.

Según estos autores, mantener constante la dosificación de cemento al aumentar la dosificación de fibras conduce a matrices más porosas, menos resistentes y con menos pasta por fibra en detrimento de la unión de ambas. En consecuencia utilizaron dosificaciones de cemento partiendo de los 350 kg/m³ para hormigón en masa y llegando a 400 kg/m³ para hormigón con 40 K g/m³ de fibras trenzadas de extremos conformados del mismo tipo de las utilizadas por nosotros, mientras que para 80 Kg/m³ dosificaron 425 Kg/m³ de cemento. Sin embargo, no hicieron ninguna referencia al probable aumento considerable de la retracción, causado por la mayor cantidad de agua y de cemento, y por la mayor relación arena/grava. Estos cambios podrían dar lugar a deformaciones unitarias peligrosas en algunas aplicaciones, como es el caso de los pavimentos aeroportuarios.

Rollings (8) evaluó trece pavimentos de hormigón con fibras de acero construidos entre 1974 y 1986 en nueve aeropuertos norteamericanos, concluyendo que buena parte del alabeo de losas observado se debió a la retracción diferencial a temprana edad, recomendando cuidar la dosificación para evitarlo. Sería deseable evaluar, en función de la dosificación, la retracción, el efecto de las fibras en las deformaciones por retracción y en el desarrollo de las grietas que pudieran aparecer y la propia capacidad resistente del hormigón a las edades ("tempranas" según Rollings) en que se han detectado efectos nocivos en los pavimentos. En este sentido, la Federal Aviation Administration (F.A.A.) norteamericana (9) lleva a cabo actualmente investigaciones sobre el comportamiento real de pavimentos de hormigón con fibras de acero en el aeropuerto de Great Rockford (Illinois) utilizando cemento expansivo tipo K (ASTM C 845) compensador de la retracción.

3. TIPO DE ENSAYO

Rossi y otros (7) califican como insuficiente el volumen del cono de Abrams para evaluar adecuadamente el comportamiento reológico de los hormigones con fibras de acero, sobre todo en caso de fibras de 50 ó 60 mm de longitud (caso de las utilizadas en nuestros ensayos).

Sin embargo, en nuestro caso no hemos tenido dificultades con la evaluación de la docilidad mediante el consistómetro Vebe en el rango de dosificaciones de los 40 a los 60 kg/m³, probablemente por tratarse de un ensayo dinámico. El consistómetro Vebe tiene la ventaja de manejar un volumen de masa del orden del 20% de la que necesita el maniabilímetro y el propio aparato resulta más manejable.

4. MATERIALES

La elección de los materiales y dosificaciones de partida para la experimentación se basó en los utilizados para diversas obras de pavimentación con hormigones en masa de plataformas de estacionamiento de aeronaves en los Aeropuertos de Madrid-Barajas y Palma de Mallorca, aprovechándose los cementos, áridos y aditivo reductor de agua utilizados en dos obras en Barajas. Dichos materiales nos fueron proporciona-

dos por cortesía de Aeropuertos Españoles y Navegación Aérea, mientras que las fibras nos fueron cedidas por Bekaert Ibérica, S.A.

Así se utilizaron dos tipos de cemento y en dos dosificaciones distintas: Cemento V55A UNE 80-300-92, dosificado en cantidades de 350 y 440 K g/m³ y cemento V/35 UNE 80-300-92, también dosificado en cantidades de 350 y 440 K g/m³. Se decidió utilizar ambos con el fin de estimar los cambios de dosificación provocados por el cambio del tipo de cemento en el hormigón con fibras. Por su parte, las fibras utilizadas fueron de acero al carbono trefilado, de extremos conformados, tipo Dramix ZC 60/0.80, de 60 mm de longitud, 0,8 mm de diámetro y esbeltez 75. Se utilizaron dos áridos síliceos: una arena 0/5 y una grava de machaqueo 5/20, desecadas en su totalidad para evitar cambios en la relación agua/cemento por humedad de los áridos. Se decidió el uso de áridos síliceos con el fin de minimizar las correcciones necesarias por absorción de agua frente a las precisas en caso de los calizos.

5. DOSIFICACIONES DE FIBRA

Dosificaciones de 0,5%; 0,75% y 1% de fracción en volumen fueron utilizadas en anteriores investigaciones publicadas, con lo cual se consideró inicialmente como posibles valores para esta experimentación sus equivalentes aproximados de 40, 60 y 80 Kg/m³; sin embargo es muy rara una aplicación en pavimentos con 80 Kg/m³, con lo cual se decidió restringirlo a 40 Kg/m³ y 60 Kg/m³ y en algunas consistometrías a 50 Kg/m³.

Las "Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 4.1-94, Proyecto y Construcción de Pavimentos Portuarios", de Puertos del Estado (11) establecen como mínima cantidad de fibras de acero en las dosificaciones de hormigones con fibras destinadas a pavimentación en los puertos de mar españoles 30 ó 40 K g/m³.

Por último, una revisión de las aplicaciones de hormigones armados con fibras de acero a la construcción de pavimentos destinados a tráfico o estacionamiento de aeronaves en aeropuertos europeos en la década de los años 80 mostró que en los siete casos considerados los contenidos de fibras estaban entre los 40 y los 60 kg/m³, con contenidos de cemento entre 330 y 380 kg/m³ (Figura 1).

6. PROCESO DE OPTIMIZACIÓN POR CONSISTOMETRÍA

El proceso experimental de dosificación seguido consistió en comenzar variando la proporción del árido fino al árido total en busca de la máxima docilidad para una relación agua/cemento dada y, a continuación, para la relación de arena encontrada ajustar la relación agua/cemento, reduciéndola lo más posible para conseguir una docilidad determinada (10 s Vebe en esta experimentación) fijada por necesidades de puesta en obra y resultados.

La norma española UNE 83-314-90, de medida de la consistencia del hormigón fresco mediante el Método Vebe (12), reserva el uso del consistómetro Vebe para hormigones cuya

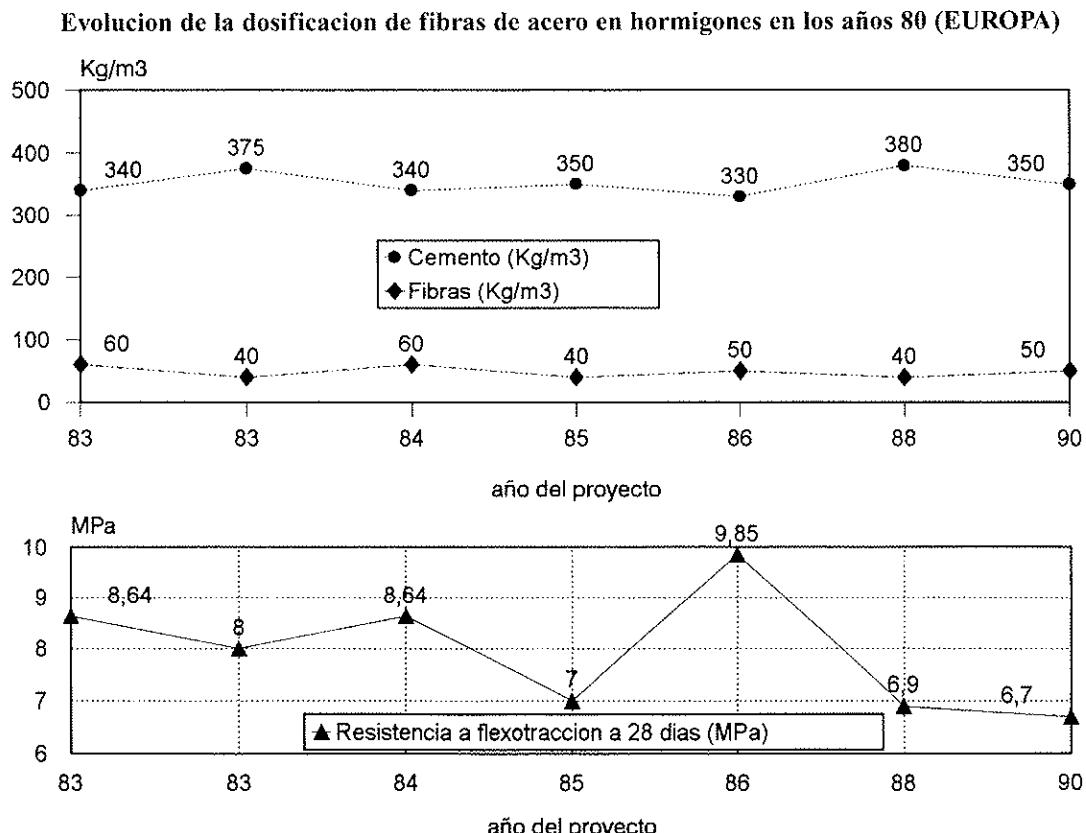


Figura 1. Dosificaciones de cemento y fibras trefiladas y de extremos conformados y tensiones de rotura por flexotraction en pavimentos para tráfico de aeronaves en aeropuertos europeos (10).



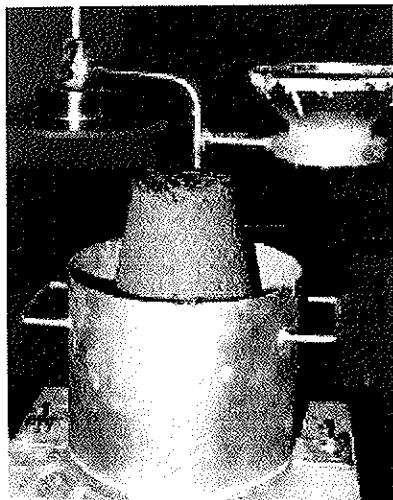


Figura 2. Consistómetro Vebe y cono de hormigón de cemento I/55A con fibras Dramix ZC 60/0.8

docilidad esté comprendida entre los 5 y 30 segundos. Las fibras forman un esqueleto que limita el asiento estático haciendo inútil el ensayo del cono de Abrams cuando la dosificación de fibras es elevada; esta dificultad es solventada por la vibración proporcionada por el consistómetro.

Para la optimización de cada mezcla por consistometría se tomó como objetivo de docilidad un tiempo Vebe de 10 s. Este valor es el límite entre las consistencias seca y muy seca, según la UNE 83-314-90.

7. CONSISTOMETRÍAS DE MEZCLAS CON 350 Kg/m³ DE CEMENTO V/35

Las primeras consistometrías Vebe se realizaron sin la adición de reductor de agua a los hormigones con el fin de esta-

blecer su docilidad sin la influencia de este aditivo. Así se obtuvieron los resultados que se muestran en la Figura 3. Dentro de cada curva, es decir, para cada dosificación de fibras, resultan menos dóciles las mezclas con relaciones arena/árido total de valores máximo y mínimo.

Puede observarse que 1 adición de fibras desplaza el mínimo de la curva en sentido creciente del eje de abscisas (relación del peso de arena al peso total de áridos). Mientras que para el hormigón en masa se obtuvo dicho mínimo para un 35% de arena, los hormigones con fibras exigieron de un 5% a un 7,5% más de relación arena/árido total. Se adoptó un resultado del 40% para el SFRC con 40 Kg/m³ de fibras, un 42,5% para el de 60 Kg/m³ y el valor intermedio de 41,25% para el de 50 Kg/m³. También se observa un claro aumento del tiempo del ensayo al crecer la dosificación de fibras.

8. OPTIMIZACIÓN DEL HORMIGÓN EN MASA

En la Figura 4 aparecen los resultados de las consistometrías realizadas para optimizar el hormigón en masa conseguido con 350 Kg/m³ de cemento V/35 con el fin de determinar la proporción de arena conducente a la máxima docilidad, así como la variación del tiempo Vebe con la relación agua/cemento, buscándose el valor de ésta que junto con la proporción de arena resultante de la serie anterior de consistometrías conducen a un valor de 10 segundos Vebe.

El mínimo de consistencia se da para un 35% de arena/árido total, mientras que la reducción de agua en busca de una consistencia de 10 segundos Vebe conduce a una relación agua/cemento de 0,43. La ausencia de fibras facilitó en este caso conseguir la consistencia deseada con una cantidad de agua mucho menor.

CONSISTOMETRÍA VEBE: optimización de la relación árido fino/árido total

Cemento V/35: 350 kg/cm³; agua: 175 l/m³.

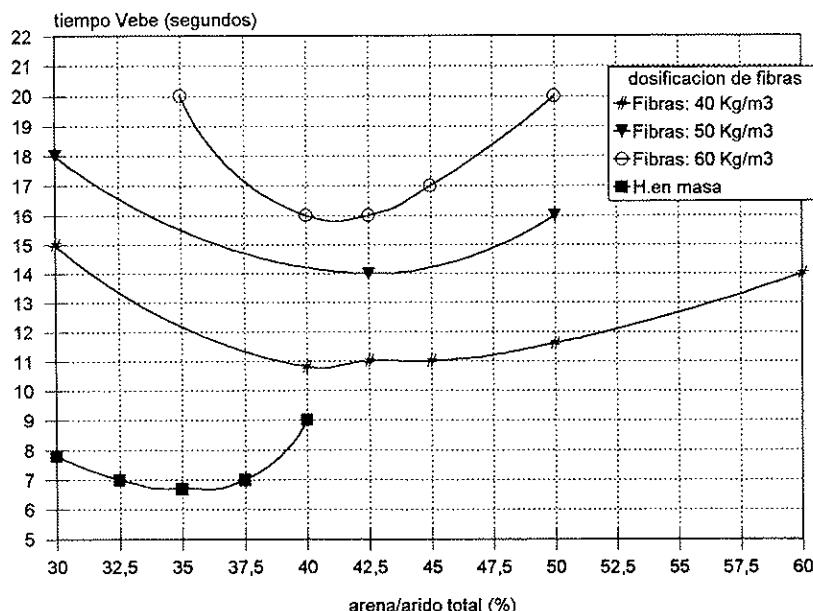


Figura 3. Consistometrías de mezclas sin aditivo reductor de agua.

Optimización de la relación de arena/árido

total para mínimo tiempo Vebe

Cemento: V/35: 350 kg/m³

Agua/cemento: 0,46

Sin pastificante

Optimización de la relación agua/cemento

Para 10 s Vebe

Cemento: V/35: 350 kg/m³

35% de arena

0,35% de plastificante

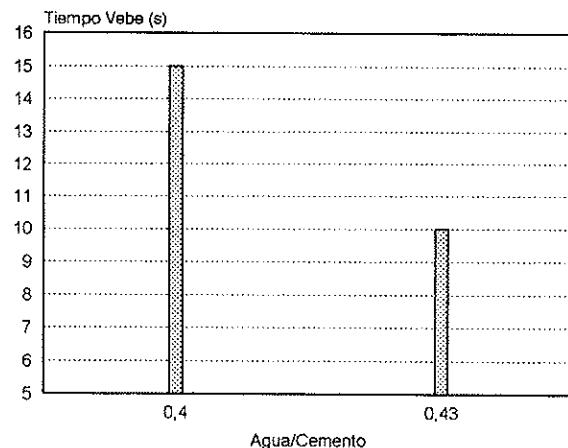
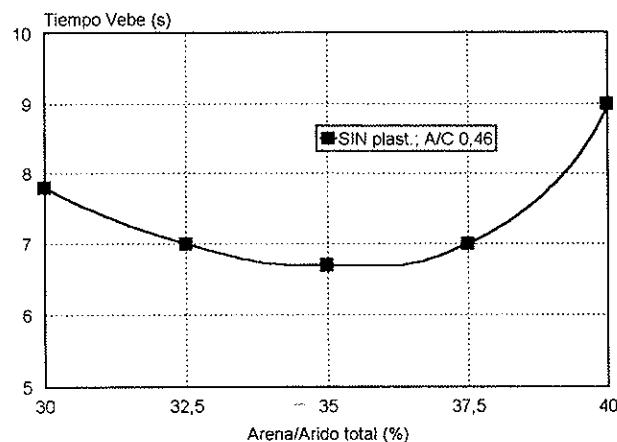


Figura 4. Consistometrías de optimización del hormigón en masa testigo.

9. OPTIMIZACIÓN DE LAS MEZCLAS CON 40 Kg/m³ DE FIBRAS

En la Figura 5 aparece la variación de la consistencia al cambiar la relación agua/cemento, en el caso de mezclas con 350 Kg/m³ de cemento V/35 reforzadas con 40 Kg/m³ de fibras, con 0,35% de aditivo reductor de agua y con la pro-

porción de arena en el árido total de valor 40%, correspondiente al mínimo de la curva de consistometría de mezclas sin aditivo reductor de agua de la Figura 3, donde se aprecia que la relación agua/cemento conducente al valor de 10 segundos Vebe buscado es, aproximadamente, la de 0,46. Así pues, se toma como dosificación para la fabricación de probetas reforzadas con 40 Kg/m³ de fibras la de la Tabla 1. Las fibras obligan de nuevo a una relación agua/cemento más alta que la que sería necesaria para un hormigón en masa de igual docilidad.

Optimización de la relación agua/cemento para 10 s Vebe

Cemento: V/35: 350 kg/m³Fibras: 40 Kg/m³

Relación arena/árido total: 40%

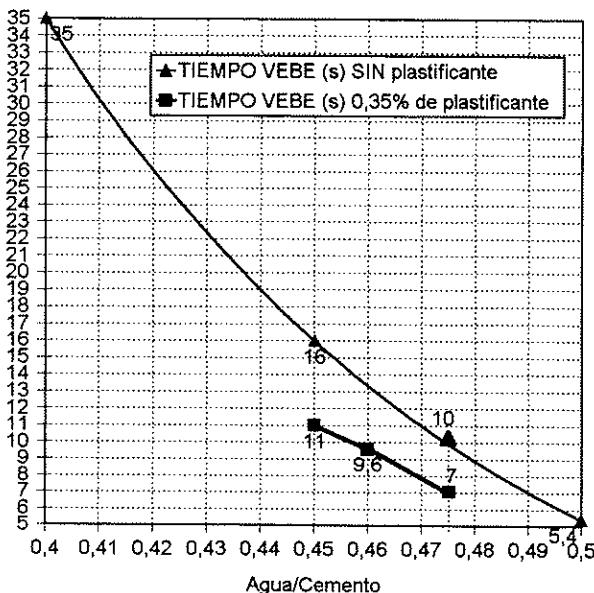


Figura 5. Consistometrías para optimización de agua/cemento.

10. OPTIMIZACIÓN DE LAS MEZCLAS CON 50 Kg/m³ DE FIBRAS

Si bien por limitaciones del proceso de experimentación se descartó la fabricación de probetas con 50 Kg/m³ de fibras con destino a ensayos de flexotracción, una consistometría realizada con un 41,25% de arena/árido total y relación agua/cemento de valor 0,47 proporcionó un tiempo Vebe de 9 segundos, con lo que podrían haberse tomado los valores citados de arena/árido total y agua/cemento como resultados de la optimización.

11. OPTIMIZACIÓN DE LAS MEZCLAS CON 60 Kg/m³ DE FIBRAS

Las fibras obligan a una relación agua/cemento más alta que la que sería necesaria para un hormigón en masa de igual docilidad. La Figura 6 muestra la variación de la consistencia con la relación agua/cemento. Manteniendo las proporciones de los demás constituyentes, la consistencia deseada de 10 s Vebe aparece para una relación agua/cemento de 0,48.



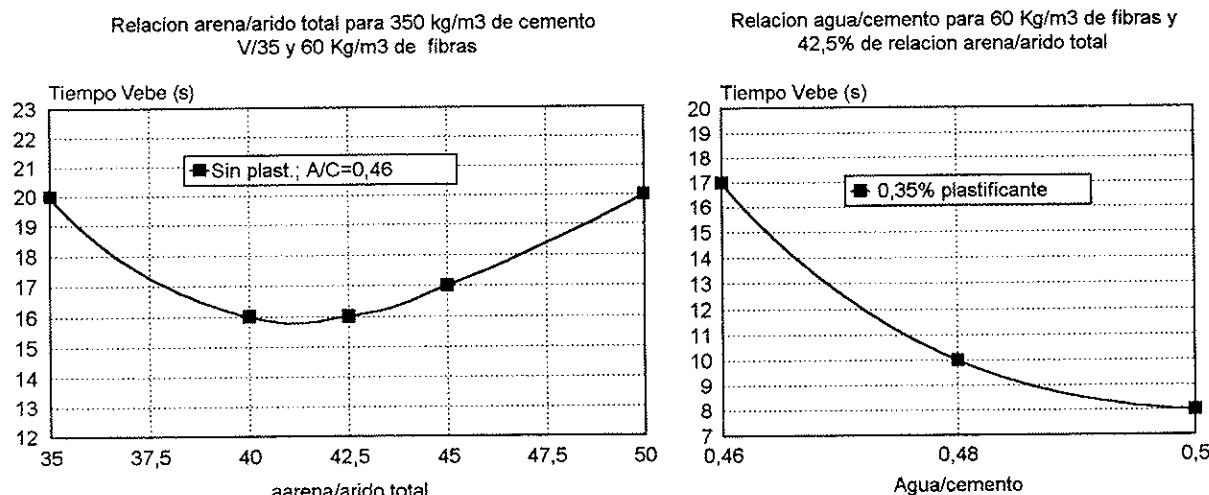


Figura 6. Consistometrías para optimización del esqueleto granular y de relación agua/cemento.

Tabla I. Resumen de dosificaciones con 3560 kg/m³ de Cemento V/35 y fibras Dramix ZC 60/0.80

| Contenido de fibras | hormigón en masa | 40 kg/m ³ | 50 kg/m ³ | 60 kg/m ³ |
|--|------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Agua/cemento | 0,43 | 0,46 | 0,47 | 0,48 |
| Arena/árido total | 35% | 40% | 41,25% | 42,5% |
| Aditivo reductor de agua (% en peso sobre el de cemento) | 0,35% | 0,35% | 0,35% | 0,35% |

La Tabla 1 resume los resultados de la optimización de las diferentes mezclas.

mínimo de consistencia aparece desplazado hacia un valor de relación arena/árido total superior, establecido en un 45%. Se adoptó la relación agua/cemento de 0,475 como correspondiente a los 10 segundos Vebe.

12. CONSISTÓMETROS CON 350 Kg/m³ DE CEMENTO I/55A

En la Figura 7 se muestran los resultados de las consistometrías realizadas para obtener el tiempo Vebe de 10 segundos. La línea resultante muestra una curvatura mucho más pronunciada que las que aparecían para el cemento V/35, y el

13. CONSISTOMETRÍAS CON 440 Kg/m³ DE CEMENTO I/55A

En la Figura 8 aparece la curva correspondiente a las consistometrías realizadas con 440 Kg/m³ de cemento I/55A. El

Cemento U/55A: 350 Kg/m³; Fibras: 60 Kg/m³

Cemento I/55A: 350 Kg/m³
Fibras: 60 kg/m³; arena/árido total: 45%

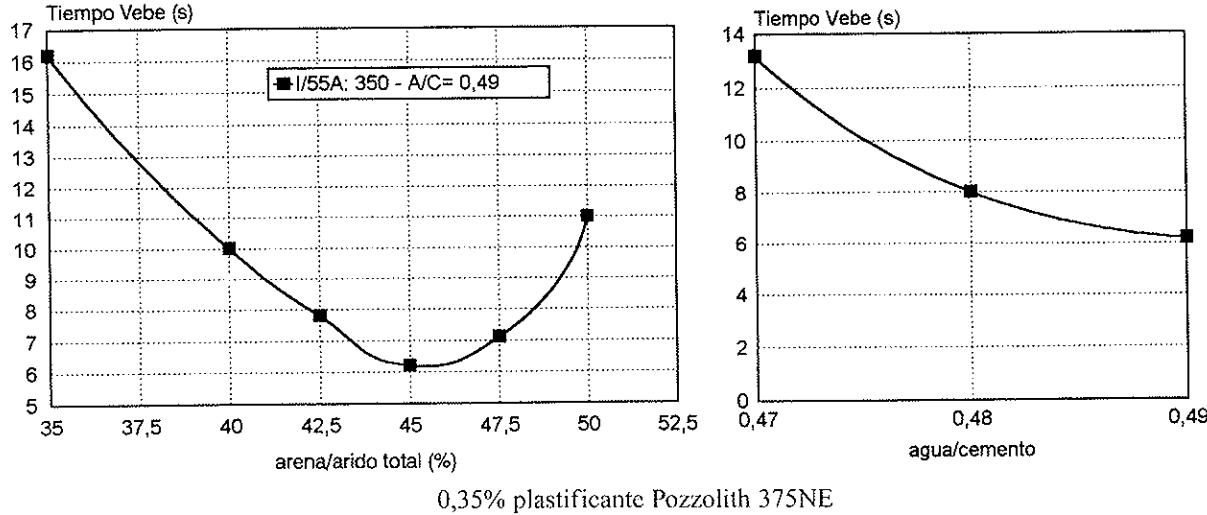


Figura 7. Consistometrías para optimización de esqueletoto granular y relación agua/cemento para I/55A.

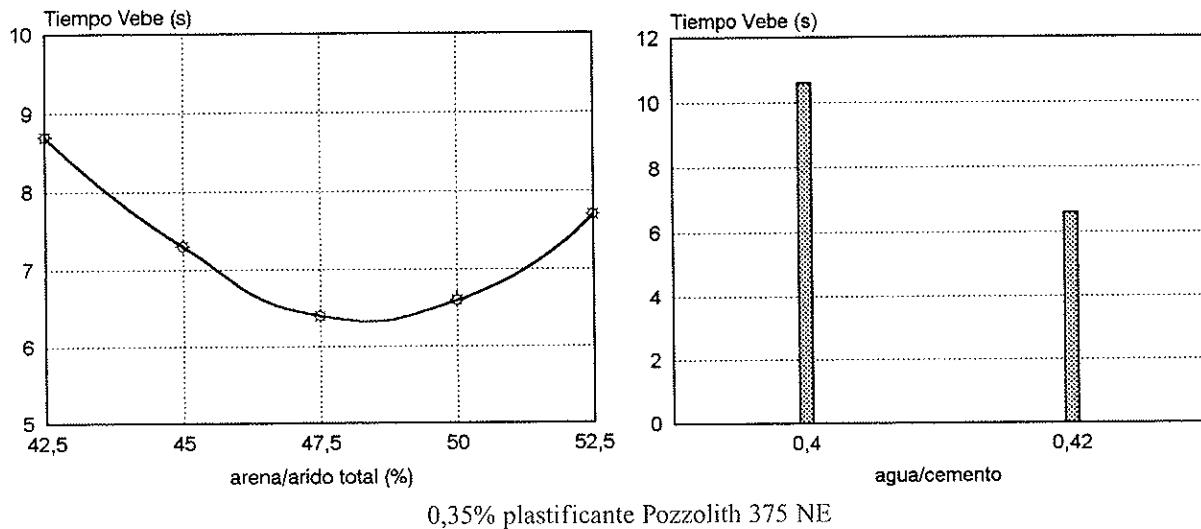
Cemento I/55A 440 Kg/m³; Fibras: 60 Kg/m³

Figura 8. Consistometrías de optimización del esqueleto granular y relación agua/cemento.

aumento del contenido de cemento ha dado lugar a variaciones de la consistencia:

En primer lugar, ha sido necesario reducir considerablemente la relación agua/cemento para obtener valores de tiempo dentro del intervalo de consistencias secas, pasando dicha relación al valor 0,40 para poder obtener tiempos del orden de 10 segundos. Por otro lado, el mínimo de la curva de tiempos Vebe se desplaza de nuevo hacia valores superiores de la relación de arena/árido total, adoptándose en este caso el 48,5%. La dosificación adoptada se resume en la Tabla 2.

14. CONSISTOMETRÍAS CON 440 Kg/m³ DE CEMENTO V/35

Se aprecia el cambio de curvatura de las líneas que unen los resultados de las consistometrías a medida que se reduce la relación agua/cemento y aumenta la consistencia. El mínimo de consistencia para la condición de 10 s Vebe queda establecido en la relación agua/cemento de valor 0,385 y en la relación arena/árido total de valor 47,5%.

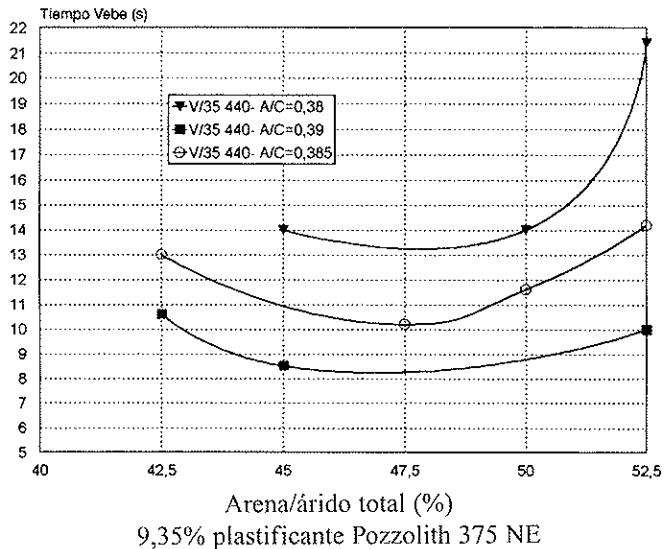
15. RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS CONSISTOMETRÍAS

Los resultados de los trabajos de 2,5 consistometría se resumen en la Figura 10. Las flechas indican los desplazamientos

Tabla 2. Dosificaciones para hormigones de cemento I/55A y con 60 Kg/m³ de fibras DRAMIX ZC60/.80.

| Contenido de cemento I/55A | 350Kg/m ³ | 440 Kg/m ³ |
|----------------------------|----------------------|-----------------------|
| Agua/cemento | 0,475 | 0,40 |
| Arena/árido total | 45% | 48,5% |
| Aditivo reductor de agua | 0,35% | 0,35% |

Consistometrías con cemento V/35: 440 Kg/m³
Fibras: 60 Kg/m³

Figura 9. Consistometrías para optimización de esqueleto granular de hormigones con 440 Kg/m³ y 60 Kg/m³ de fibras.

de los puntos de relación de arena/árido total y de relación agua/cemento por un lado para la familia de hormigones con 350 kg/m³ de cemento V/35 y por otro para el cambio al cemento I/55A y el cambio a la dosificación de 440 kg/m³.

Con objeto de valorar el efecto de la optimización de la dosificación en la resistencia a flexotracción de los hormigones conseguidos, se procedió a ensayar a flexotracción según norma UNE 83-509 probetas con 60 kg/m³ de fibras con 350 kg/m³ de cementos V/35 y I/55A. La dosificación de las de V/35 se optimizó por consistometría resultando los valores expuestos en anteriores apartados mientras que para las de I/55A se utilizó la misma dosificación que para las de V/35. El ensayo a 7 días de las probetas condujo a los valores medios de la tensión de primera fisura y de la tensión de rotura



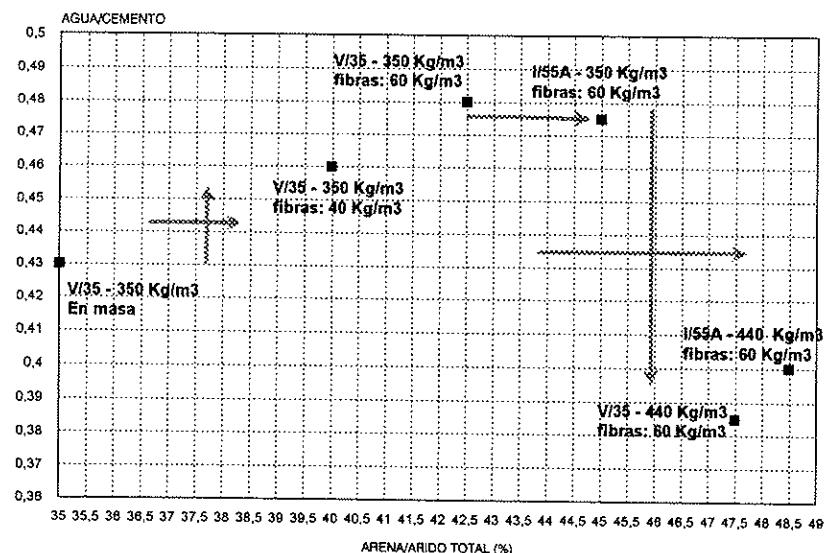


Figura 10. Resumen de valores de relación de arena/árido total y de relación agua/cemento para los distintos hormigones ensayados, en función del contenido y tipo de cemento y de la cantidad de fibras añadida.

ra que se muestran en la Figura 11, apreciándose que si bien la tensión de rotura alcanzó un valor mayor en el hormigón de I/55A, la tensión de rotura, gobernada por la alta dosificación de fibras, fue superior en el hormigón de cemento V/35, de dosificación optimizada.

La Figura 12 muestra los valores de media muestral, desviación típica muestral y coeficiente de variación de hormigones con 350 kg/m³ de cemento V/35 y 60 kg/m³ de fibras. Las tres muestras comparadas tienen respectivamente 35%, 42,5% y 50% de relación de arena en el árido total. El primer valor corresponde a la dosificación del hormigón en masa optimizado por consistometría, el segundo a la dosificación del hormigón de 60 kg/m³ de fibras optimizado y el tercero se dosificó a efectos de disponer de un tercer grupo de resultados para comparación con los dos primeros. Los resultados muestran menores tensiones de rotura medias y mayores desviaciones típicas y coeficientes de variación en los casos no optimizados frente a la muestra optimizada por consistometría. Con el fin valorar más fácilmente las variaciones debidas a la dosificación, se ha construido la Figura 13 a partir de la

12 utilizando los valores de los estadísticos muestrales de la dosificación optimizada como números base para expresar en porcentaje las citadas variaciones al cambiar la relación de arena/árido total.

El efecto principal se da en el aumento de la dispersión en los resultados de tensión de rotura de las distintas probetas de las muestras no optimizadas respecto de las de dosificación optimizada. Si se mantiene para el hormigón con 60 kg/m³ de fibras la misma dosificación que para el hormigón en masa, la tensión media se reduce al 94% pero el coeficiente de variación aumenta un 42%.

Una nueva comprobación de la influencia de adaptar o no la dosificación del hormigón a la presencia de las fibras en sus propiedades de resistencia a flexotracción se realizó comparando los resultados de tensiones de rotura obtenidos por nosotros con resultados ajenos correspondientes a pruebas de dosificación para una obra de reposición de losas de hormigón con fibras afectadas por una instalación de hidrantes de combustible en el Aeropuerto de Palma de Mallorca en el año 1996.

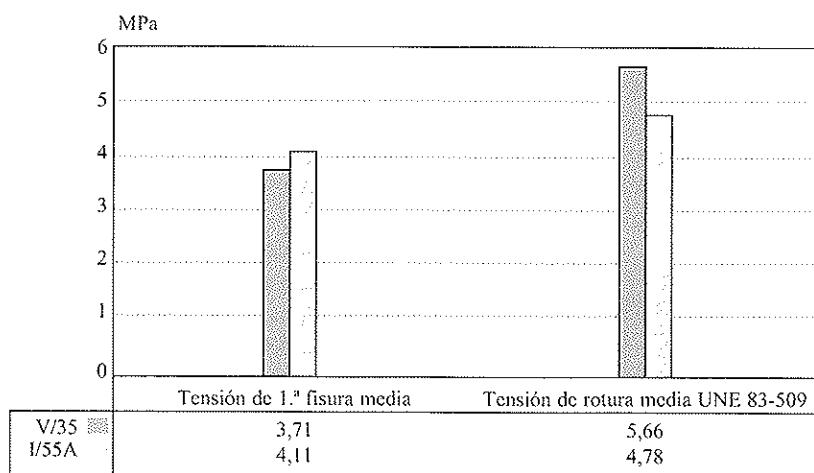
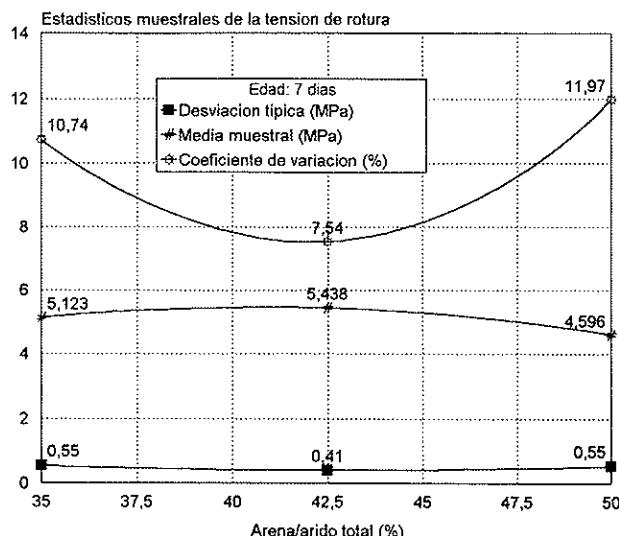
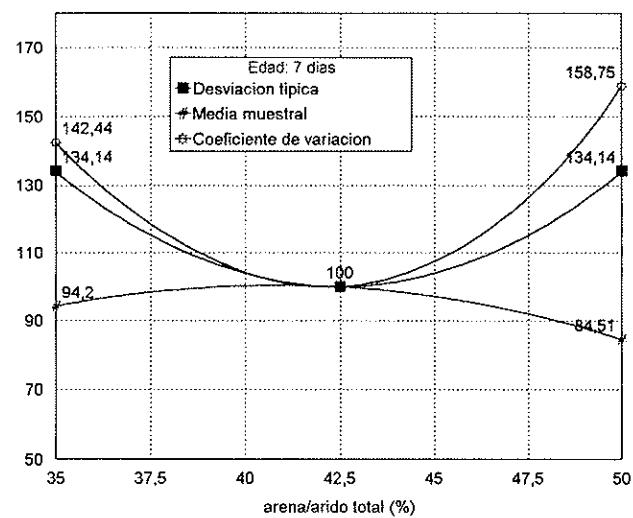


Figura 11. Comparación de tensiones de rotura de un hormigón de cemento V/35 optimizado con las de uno de I/55A de dosificación igual a la del primero.

Tensiones de rotura UNE 83-509:
Variación con relación arena/árido total



Estadísticos muestrales de tensión de rotura (3n %)



Incremento de la tensión de rotura respecto del hormigón en masa

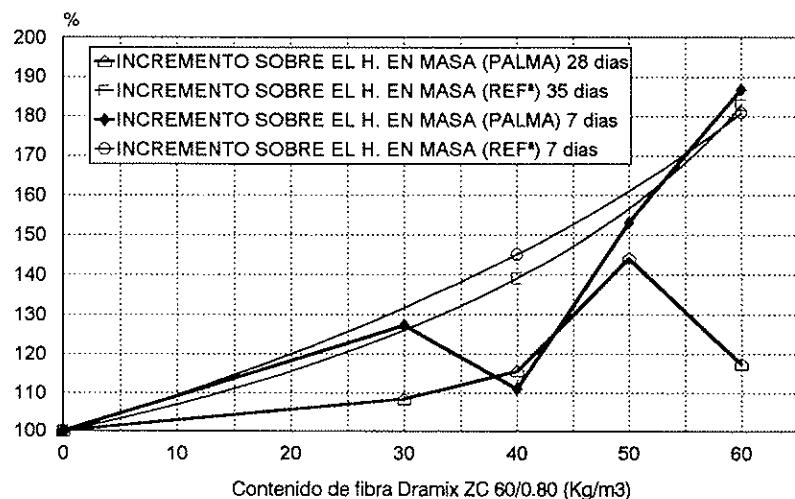


Figura 14. Evolución con el contenido de fibras de las tensiones de rotura de hormigones optimizados frente a hormigones sin optimizar. Las tensiones se han expresado en % sobre los valores correspondientes de los hormigones en masa de la misma edad.

Los hormigones correspondientes a esta obra se dosificaron como un hormigón en masa convencional de 350 kg/m³ de cemento 1/45A al que luego se añadieron 30, 40, 50 y 60 kg/m³ de fibras del mismo tipo que las usadas por nosotros. En la Figura 14 se han representado los resultados de las medias muestrales de tensión de rotura UNE 83-509 adimensionalizados con los valores correspondientes de los respectivos hormigones en masa testigo a cada edad. Se observa la regularidad del aumento del cociente de tensiones de rotura de hormigón con fibras y hormigón en masa a la misma edad con el aumento del contenido de fibras para el caso de los hormigones optimizados por consistometría, mientras que para los fabricados a base de añadir fibras al mismo hormigón en masa las líneas muestran una clara irregularidad.

La medida del asiento mediante cono de Abrams de los hormigones de Palma (no optimizados) muestra una reduc-

ción con el aumento del contenido de fibras que se muestra en la Figura 15, con correlación lineal con el contenido de fibras según la expresión (1) y coeficiente de correlación -0,98:

$$\text{asiento(cm)} = -0,1123 * w_f(\text{kg/m}^3) + 8,1415 \quad [1]$$

17. CONCLUSIONES

A lo largo del artículo se han detallado los resultados de los ensayos de consistencia Vebe realizados a las diferentes dosificaciones quedando clara la posibilidad de fijar un valor determinado de docilidad expresada en términos de consistencia Vebe, determinada por las necesidades de puesta en obra y luego proceder a la optimización de la dosificación por consistometría, determinando la relación de peso de árido

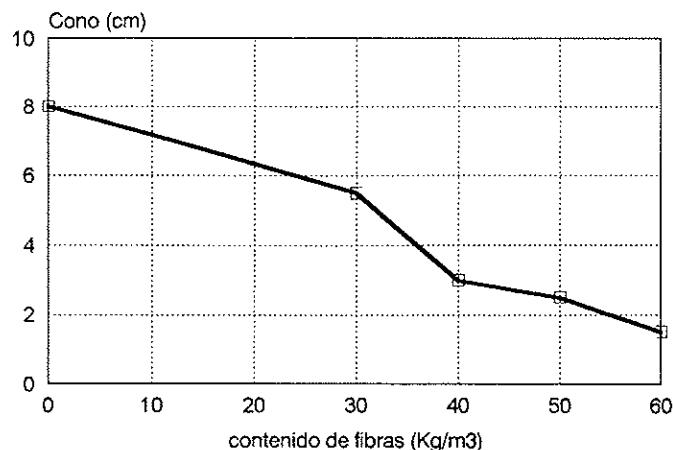


Figura 15. Variación con el contenido de fibras del asiento de cono Abrams de hormigones no optimizados.

fino a árido total conducente a la máxima docilidad y luego variando la relación agua/cemento hasta dar lugar al tiempo Vebe adecuado. Se ha podido comprobar que los cambios en el tipo de cemento, la cantidad de cemento y la dosificación de fibras dan lugar a variaciones importantes de los valores de la relación agua/cemento y de la relación arena/árido total correspondientes a la dosificación óptima. Tales variaciones han sido cuantificadas en los apartados anteriores.

Las variaciones en la dosificación de fibra (0, 40, 50, 60 Kg/m³), contenido de cemento (350, 440 Kg/m³) y tipo de cemento (V/35 J/55A) provocaron cambios en la posición del mínimo de las curvas de tiempo Vebe en función de la proporción de arena, así como cambios en la curvatura de dichas líneas. En particular, para mantener el valor de consistencia en 10 s Vebe y para los tipos y cantidades de cemento aquí utilizados, iguales tipos de áridos y un 0,35% de aditivo reductor de agua, la relación de arena/árido total debe pasar de un 35% en el hormigón en masa a un 46%, aproximadamente, al añadir 60 Kg/m³ mientras que se necesita aumentar la relación agua/cemento de 0,40 a una de 0,435.

No proceder a adaptar la dosificación de la matriz al tipo y contenido de fibras conduce a pérdidas del valor medio de la tensión de rotura por flexotracción y a un aumento de la desviación típica de esta propiedad en las muestras ensayadas. Por otro lado, si se varía la dosificación de la matriz deberían tenerse en consideración las posibles consecuencias de ello, en particular las relativas a las deformaciones por retracción, que fueron causa en el pasado de defectos en pavimentos acropuertos de hormigones reforzados con fibras de acero.

18. REFERENCIAS

- Hanna, A. N., "Steel Fiber Reinforced Concrete for Pavement Overlays," ACI Annual Meeting, March 1976, Philadelphia.
- ACI Committee 544, "ACI 544.311-93: Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete", American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1993.
- González-Isabel, G., "Hormigón de Alta Resistencia", Instituto Técnico de Materiales y Construcciones INTEMAC, Madrid, 1993.
- Larrard, F. De, "A Method for Proportioning High Strength Concrete Mixtures", Cement, Concrete and Aggregates, CCAGDP, Vol. 12. N2 2. Summer 1990, pp. 47-52.
- Baron, J., Lesage, R., "Compacité et Maniabilité des Bétons Hydrauliques", Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche n2 3, Août 1969.
- Fan, Chengmou; Zhu, Liying, "Study of the Mix Proportion of the No Slump Concrete Melt-Extracted Carbon Steel Fiber", Harbin Architectural and Civil Engineering Inst, China. Transportation Research Record n 1226, 1989, p 98-104.
- Rossi, P., Harrouche, N., Belloc, A., "Méthode de Composition des Bétons de Fibres Métalliques", Annales de l'ITBTP, n° 475, série béton 266, pp.38-43 (1989).
- Rollings, Raymond S., "Curling Failures of Steel-Fiber Reinforced Concrete Slabs", ASCE, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 7, N°1, Febr. 1993.
- Van Dam, Thomas, "Use of Steel-Fiber Reinforced Concrete in Pavement Structures", Michigan Technological Univ, Houghton, MI, USA, Proceedings of the Transportation Congress. 1995. ASCE. p 477-488.
- Díaz Santos, M.; Influencia de las Microarmaduras con Fibra de Acero en el Comportamiento del Pavimento de Hormigón para Aeropuertos". Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid, 1997.
- MOPTMA "Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 4.1-94, Proyecto y Construcción de Pavimentos Portuarios", Puertos del Estado.
- AENOR, "UNE 83-314-90, Ensayos de Hormigón. Medida de la Consistencia del Hormigón Fresco. Método Vebe", Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid 1990.

Influencia de la distribución de estribos y del ancho de los apoyos en la resistencia a cortante de vigas planas de hormigón armado

Influence of stirrups distribution and supports width in flat reinforced concrete beams strength to shear

Pedro Serna Ros

Dr. Ing. de Caminos, Prof. Titular de Universidad. U.P.V.



Miguel Ángel Fernández Prada

Dr. Ing. de Caminos, Prof. Titular de Universidad. U.P.V.



Pedro Miguel Sosa

Dr. Ing. de Caminos, Catedrático de Universidad. U.P.V.



Osama A.R. Deeb

Dr. Ingeniero. Centro Universitario M.U.S.T.

RESUMEN

En este artículo se muestran los resultados obtenidos en un programa experimental de ensayos sobre vigas planas, de 750 mm de ancho 250 mm de canto y 3 m de luz libre, diseñadas para romper por cortante.

Las capacidades resistentes obtenidas se han comparado con las que se obtendrían aplicando las ecuaciones de la Instrucción EHE, las recomendaciones del Código ACI-318-95, y el Eurocodigo-2. De esta comparación, se deduce que existe una clara influencia de la distribución de los estribos, la separación transversal entre ramas de cada estribo y del ancho de los apoyos en la resistencia a cortante, y se proponen algunas modificaciones a incorporar en las fórmulas de cálculo de la instrucción española para tener en cuenta dichos efectos.

Finalmente, se deducen algunas recomendaciones sobre la distribución de los estribos, a fin de optimizar su efectividad y evitar roturas prematuras.

SUMMARY

In this article we show the results achieved by an experimental test programme on flat beams of 750 mm deep and 3 m free light, designed to break by shear.

The achieved resistant capabilities have been compared to those, which could be obtained applying the spanish instruc-

tion EHE, the code equations ACI-318-95 and Eurocode-2. From the above comparation you may deduce that there is a clear influence of stirrups distribution, the cross separation between each stirrup branch and the supports width in strength to shear, and we propose some modifications to add in the spanish instruction EHE calculation formula in order to take into account such an effects.

Finally, it may be deduced some recommendations about stirrups distribution in order to optimise their effectiveness and in order to prevent premature ruptures.

1. INTRODUCCIÓN

El uso de vigas planas en edificación es muy frecuente en algunos países, fundamentalmente por razones arquitectónicas.

Algunos autores han puesto de manifiesto la necesidad de utilizar, en estos casos, estribos de ramas múltiples; unas veces para evitar las roturas prematuras por cortante a causa de la concentración de tensiones en la base de los estribos (1) (4), y otras (2) para asegurar la buena adherencia de las armaduras longitudinales.

Así, se recomienda que la distancia entre dos ramas verticales sea inferior a 20 cm en caso de tensiones de cortante altas ($> 1,59 f_c^{1/2}$) y a 40 cm en el caso contrario (1). Sin embargo, ni la Instrucción EHE, ni el Código ACI-318, ni el

Eurocódigo 2 plantean un tratamiento diferenciado para este tipo de vigas, siendo de aplicación los mismos criterios que para el caso de las esbeltas. Unicamente el Eurocódigo 2 plantea limitaciones a la separación transversal entre ramas de estribos aunque son las mismas con independencia del ancho de las vigas.

2. OBJETIVOS

En este artículo se presenta una comparación entre los resultados experimentales de resistencia a cortante de vigas planas y las previsiones propuestas, tanto por la Instrucción EHE (9), el Código ACI-318-95 (7) y el Eurocódigo 2 (10).

El ámbito de este trabajo es el de las vigas planas de hormigón armado, de sección constante, con armadura longitudinal constante a lo largo de toda la viga y con armadura transversal constituida exclusivamente por estribos verticales cerrados (cercos).

Concretamente se pretende analizar la influencia de la separación longitudinal entre estribos, de la separación transversal entre ramas verticales de cada estribo y de la anchura de los apoyos, en la resistencia a cortante.

El análisis se centrará en comparar la resistencia a cortante realmente alcanzada en los ensayos con los valores que se habría obtenido de la aplicación de las fórmulas de cálculo de cada una de las instrucciones anteriormente mencionadas. El cociente entre estas dos magnitudes se ha denominado margen de seguridad.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL. METODOLOGÍA

Los resultados que se van a analizar se han obtenido del ensayo hasta rotura de 18 vigas planas diseñadas para alcanzar el agotamiento por cortante (5).

En todas las vigas se mantuvo constante:

- La sección transversal de $750 \times 250 \text{ mm}^2$
- Sistema de apoyo y carga: Las vigas se dispusieron simplemente apoyadas con una luz libre de 3m y la carga se aplicó en dos puntos de forma que la relación entre la distancia del punto de carga al apoyo y el canto útil fuera igual a 4 ($a/d=4$) (Figura 1).

• La armadura longitudinal tanto la superior formada por 7 Ø 16 mm. (cuantía geométrica $\rho' = 0,94\%$) como la inferior que contaba con 7 Ø 25 mm. (cuantía geométrica $\rho = 2,2\%$) se mantuvieron constantes en toda la longitud de la viga. El anclaje de estas barras se aseguró soldándolas a placas metálicas situadas en los extremos de las vigas. El recubrimiento de la armadura de tracción fue tal que quedaba un canto útil $d = 206 \text{ mm}$.

• Las armaduras se prepararon cumpliendo las especificaciones de las instrucciones analizadas salvo en lo relativo a separación longitudinal de los estribos, que era una de las variables del estudio.

Las 18 vigas se fabricaron en 4 series. La Tabla 1 muestra las características de todos las vigas ensayadas. Todas las vigas de cada serie se fabricaron al mismo tiempo con hormigón de la misma amasada. Todas las series incluyen una viga sin armadura transversal que sirve de referencia.

Las variables analizadas han sido:

- Separación longitudinal entre estribos = 85 mm; 127,5 mm y 170 mm, es decir, relaciones separación de estribos/canto útil $s/d = 0,41; 0,62$ y $0,83$ respectivamente.
- Disposición transversal de armadura: se ha analizado distribuciones de armadura de cortante en cada estribo en 2,4,6 y 8 ramas.
- Cuantía geométrica de la armadura transversal: 0 mm^2/mm (sin armadura transversal); 0,665 mm^2/mm y 0,924 mm^2/mm .

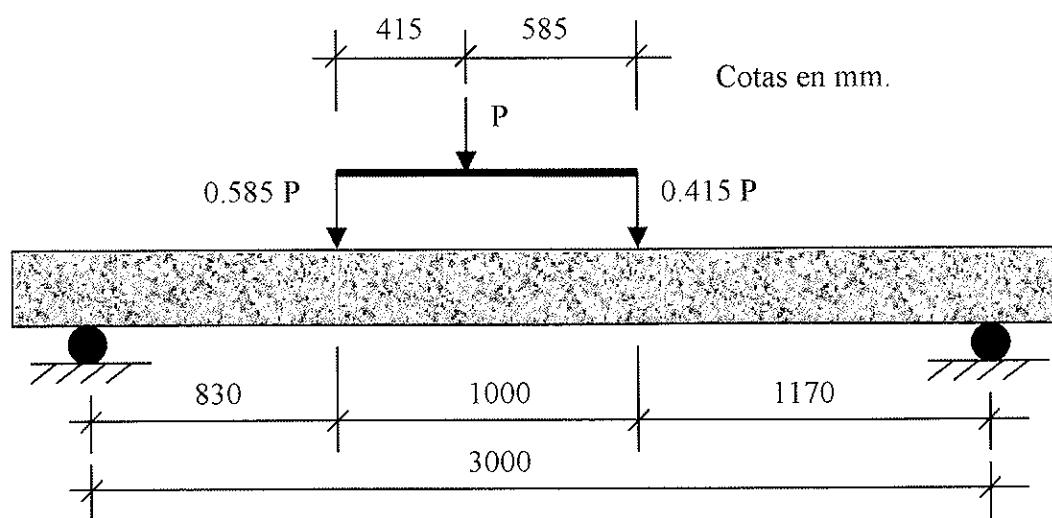


Figura 1. Disposición del ensayo.

TABLA 1. Relación de vigas ensayadas, características de los materiales y resultados experimentales

| PROGRAMA DE ENSAYOS | | | ARMADURA TRANSVERSAL | | | VALORES OBSERVADOS | | | |
|---------------------|------|---|--------------------------------|-------------------|-----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------|--------------------------|
| | | | | | | MATERIALES | | CORTANTE OBSERVADO (kN) | |
| SERIE | VIGA | DETALLE DE ARMADURA | Separación entre estribos (mm) | Armadura por Rama | Cuantía mm ² /mm | Hormigón f _c (MPa) | Estribos F _y (MPa) | Total V _u esp. | Aumento por los estribos |
| R | R0 |  | Transversal | longitudinal | | | 29,2 | | 244 |
| | R1 |  | 690,0 | 170,0 | 2 φ 6 | 0,665 | 29,2 | 639 | 266 |
| A | A0 |  | | | | | 24,5 | | 187 |
| | A1 |  | 230,0 | 170,0 | 1 φ 6 | 0,665 | 24,5 | 669,6 | 265 |
| | A2 |  | 690,0 | 170,0 | 1 φ 10 | 0,924 | 24,5 | 512,2 | 234 |
| | A3 |  | 230,0 | 170,0 | 1 φ 8 ó 1 φ 6 | 0,924 | 24,5 | 517,2 y 669,6 | 282 |
| C | C0 |  | | | | | 25,2 | | 182 |
| | C1 |  | 690,0 | 170,0 | 1 φ 10 | 0,924 | 25,2 | 642,1 | 258 |
| | C2 |  | 230,0 | 170,0 | 1 φ 8 ó 1 φ 6 | 0,924 | 25,2 | 568,5 y 575,6 | 291 |
| | C3 |  | 115,0 | 170,0 | 1 φ 5 | 0,924 | 25,2 | 645,8 | 358 |
| | C4 |  | 138,0 | 127,5 | 1 φ 5 | 0,924 | 25,2 | 645,8 | 360 |
| | C5 |  | 230,0 | 85,0 | 1 f 5 | 0,924 | 25,2 | 645,8 | 343 |
| D | D0 |  | | | | | 32,6 | | 218 |
| | D1 |  | 690,0 | 170,0 | 1 φ 10 | 0,924 | 32,6 | 633,5 | 266 |
| | D2 |  | 230,0 | 170,0 | 1 φ 8 ó 1 φ 6 | 0,924 | 32,6 | 555,2 y 544,3 | 296 |
| | D3 |  | 115,0 | 170,0 | 1 φ 5 | 0,924 | 32,6 | 622,3 | 320 |
| | D4 |  | 138,0 | 127,5 | 1 φ 5 | 0,924 | 32,6 | 622,3 | 282 |
| | D5 |  | 230,0 | 85,0 | 1 φ 5 | 0,924 | 32,6 | | 128 |

• Ancho del apoyo: Las vigas de las series R, A y C se apoyaron en todo el ancho de la viga (750 mm), mientras que en la serie D el apoyo se limitó a los 300 mm centrales.

Para caracterizar los materiales empleados en la fabricación de las vigas, se determinó la resistencia a compresión del hormigón mediante probetas cilíndricas 150 x 300 mm fabricadas según norma UNE 83.301/91 que se mantuvieron junto a las vigas, curadas como éstas y ensayadas el mismo día de la rotura de las vigas según norma UNE 83.304/84. Así mismo se determinó el límite elástico (UNE 7.474(1)/92) de las armaduras empleadas en los estribos. Los resultados de los ensayos se indican en la Tabla 1.

La carga se aplicó sobre las vigas mediante un gato hidráulico de 1000 kN de capacidad, de forma monótonamente creciente a un ritmo de 5 kN por minuto.

Todas las vigas alcanzaron el agotamiento por cortante.

Durante el ensayo de la viga D4, a causa de un imprevisto en el proceso de carga, se perdió el control del ensayo. Por ello se decidió descargar y repetir el ensayo. Dado que no quedó constancia de los registros de la primera carga, los resultados de esta viga deben analizarse con reservas.

4. FÓRMULAS TEÓRICAS ANALIZADAS

Las fórmulas teóricas analizadas han sido las propuestas por las siguientes instrucciones:

- Instrucción EHE art. 44
- Eurocódigo 2 art. 4.3.2
- Código A.C.I. 318 /95 Cap. 11

Este trabajo se centra en el estudio del agotamiento a cortante de vigas por tracción en el alma. El diseño de los ensa-

los da un margen suficientemente amplio para descartar el fallo por compresión oblicua en el alma, por ello se obviarán en las fórmulas los límites correspondientes a este tipo de rotura.

4.1. Forma general de las fórmulas

La estructura general y limitaciones de las tres fórmulas analizadas se indica en la Tabla 2. De su lectura destacamos los siguientes aspectos:

Las tres fórmulas estudiadas constan de dos sumandos, el primero considera la contribución del hormigón y el segundo la de las armaduras transversales.

En las fórmulas propuestas por el Código ACI 318 y el Eurocódigo 2 la contribución del hormigón y la del acero son aditivas y la resistencia a cortante de una viga sin estribos coincide con la contribución del hormigón de otra viga similar pero con estribos. En la instrucción EHE el término correspondiente a la contribución del hormigón es inferior a la resistencia a cortante de la misma viga sin estribos.

Contrariamente al Código ACI 318, la instrucción EHE y el Eurocódigo 2 permiten analizar la resistencia a cortante considerando un esquema resistente basado en una celosía de inclinación variable. Según este criterio las contribuciones del acero y del hormigón dependen del ángulo θ de inclinación de dicha celosía.

El Eurocódigo 2 permite valores de $\cot \theta$ entre 0,4 y 2,5, pero si el ángulo es distinto de 45° la contribución del hormigón se anula. Los valores que se han utilizado en este trabajo corresponden siempre al método normalizado que supone un ángulo de 45°, ya que con éste se obtienen resultados superiores a los del método de las bielas de inclinación variable, para las vigas ensayadas.

La Instrucción EHE permite valores de $\cot \theta$ entre 0,5 y 2 y la contribución del hormigón se reduce progresivamente en función de θ , por medio de un parámetro β , desde un valor máximo para el ángulo de 45° hasta anularse cuando la cotangente alcanza los valores extremos.

Las limitaciones al valor máximo de f_y se aplican para evitar una fisuración excesiva de las vigas, pero no por motivos resistentes. Dado que para los diámetros normalmente utilizados

Tabla nº 2. Ecuaciones empleadas para el cálculo de las resistencias teóricas

| Instrucción | Fórmula | Limitaciones |
|--------------|--|---|
| EHE | $K (1 + (200/d)^{1/2}) (\rho 100 f_c)^{1/3} bd \beta$ $+$ $0,9 (f_y/1,15) d (A_s/s) \cot \theta$ | $\rho \leq 0,02$ $k = 0,10$ en vigas con estribos $k = 0,12$ en vigas sin estribos $\beta = f(\theta)$ (*) $f_y/1,15 \leq 400$ MPa |
| ACI.318-95 | $0,85 [(\sqrt{f_c} + 120 \rho V_u d/M_u) / 7] bd$ $+$ $0,85 f_y d (A_s/s)$ | $1^{\text{er}} \text{ sumando} \leq 0,3 (f_c)^{1/2} b d$ $f_y \leq 420$ MPa $V_u d/M_u \leq 1$ |
| EUROCÓDIGO 2 | $\tau_{rd} k (1,2 + 40 \rho) bd$ $+$ $0,9 (f_y/1,15) d (A_s/s) \cot \theta$ | $\rho \leq 0,02$ $k = 1,6 \cdot d/1000 \geq 1$, si $\theta = 45^\circ$ $k = 0$, si $\theta \neq 45^\circ$ $\tau_{rd} = (0,25 f_{ck})/1.5$ (**) |

b = ancho de la pieza (mm).

d = canto útil (mm).

f_c = resistencia específica del hormigón a compresión (característica - MPa).

f_y = límite elástico del acero (MPa).

V_u , M_u - Cortante y momento mayorados en la sección considerada (kN).

A_s = área de la armadura de un estribo (mm^2).

s = separación longitudinal entre estribos.

ρ = cuantía geométrica de la armadura longitudinal de tracción.

Se ha considerado $\gamma_s = 1,15$ y $\gamma_c = 1,5$

(*) En este caso se ha tomado $\theta = 45^\circ$ y $\beta = 1$

(**) f_{ck} resistencia característica a tracción.

dos en los estribos, el valor de f_y suele superar ampliamente los 400 MPa, se ha analizado cual sería el resultado de aplicar las fórmulas con esta limitación (se ha incluido también este criterio para el análisis del Eurocódigo 2 aunque no aplique este criterio en su articulado) así como el de la aplicación con los valores de f_y realmente alcanzados en los ensayos.

En ningún caso se hace referencia a variaciones de estas fórmulas en función del tipo de viga, de su canto, o del modo de apoyo.

4.2. Limitaciones en cuanto a separación longitudinal entre armaduras transversales

- El Código ACI 318/95 limita la distancia entre armaduras longitudinales "s" a:

$$s < d/2$$

$$s < 600\text{mm}$$

Para cortantes elevados (superiores a los alcanzados en este programa) se reduce estas limitaciones a la mitad.

- La Instrucción EHE propone limitaciones variables en función del nivel de cortante de cálculo obtenido a partir de las fórmulas correspondientes de la Tabla 2 (V_{rd}).

$$\text{Para } V_{rd} < 1/5 V_{ul} \Rightarrow s < 0,8 d$$

$$s < 300 \text{ mm}$$

$$\text{Para } 1/5 V_{ul} < V_{rd} < 2/3 V_{ul} \Rightarrow s < 0,6 d$$

$$s < 300 \text{ mm}$$

$$\text{Para } V_{rd} > 2/3 V_{ul} \Rightarrow s < 0,3 d$$

$$s < 200 \text{ mm}$$

Con $V_{ul} = 0,3 f_c b d / 1,5$.

La Instrucción EHE incluye otras limitaciones a la separación longitudinal entre estribos justificándolas sobre la base del control de la fisuración (art.49.3). Dado que la fisuración no es objeto de este trabajo no se han analizado las limitaciones correspondientes.

El Eurocódigo 2 propone asimismo limitaciones variables en función del nivel de cortante de cálculo obtenido a partir de las fórmulas correspondientes de la Tabla 2 (V_{rd}). Estas limitaciones son idénticas a las de la Instrucción EHE sustituyendo el parámetro de referencia V_{ul} por otro parámetro V_{rd2} tal que:

$$V_{rd2} = 1/2 (0,7 - f_c/200) (f_c/1,5) 0,9 b d$$

Con $f_c \leq 40 \text{ MPa}$

Según los criterios antes expuestos sólo las vigas C5 y D5 cumplen las limitaciones del Código ACI 318 ya que en todas las demás la separación longitudinal entre estribos es superior a la mitad del canto útil.

Para determinar la adaptación a la Instrucción EHE y al Eurocódigo 2 se debe analizar el valor de V_{ul} y V_{rd2} que dependen de las características del hormigón realmente obtenido, y que daría las limitaciones indicadas en la Tabla 3.a y 3.b.

Por tanto para la Instrucción EHE no serían aceptables las vigas de la serie A y C a excepción de la C5. Las vigas de la serie A, la C4 y las D1, D2 y D3 estarían en el límite de la no-aceptación, mientras que el Eurocódigo 2 solamente se aceptaría las vigas C5 y D5.

4.3. Limitaciones en cuanto a separación transversal entre ramas de un estribo

Solamente el Eurocódigo 2 plantea de forma clara una limitación a la distribución de ramas en los estribos. Esta limitación se resume en:

Tabla 3.a. Limitaciones a la separación entre estribos según la Instrucción EHE , para cada serie de ensayos

| Serie | V_{rd} (kN) | V_{rd2} (kN) | $1/5 V_{rd2}$ (kN) | $2/3 V_{rd2}$ (kN) | $s < (\text{mm})$ |
|-------|---------------|----------------|--------------------|--------------------|-------------------|
| R | 168,3 | 902 | 180 | 601 | 165 |
| A | 161,6-180,8 | 757 | 151 | 505 | 124 |
| C | 181,8 | 779 | 156 | 519 | 124 |
| D | 192,0 | 1007 | 201 | 671 | 165 |

Tabla 3.b.- Limitaciones a la separación entre estribos según el Eurocódigo 2, para cada serie de ensayos

| Serie | V_{rd} (kN) | V_{rd2} (kN) | $1/5 V_{rd2}$ (kN) | $2/3 V_{rd2}$ (kN) | $s < (\text{mm})$ |
|-------|---------------|----------------|--------------------|--------------------|-------------------|
| R | 193,2 | 750 | 150 | 500 | 124 |
| A | 176,8-196,0 | 656 | 131 | 437 | 124 |
| C | 198,6 | 670 | 134 | 447 | 124 |
| D | 221,4 | 811 | 162 | 541 | 124 |

(se ha supuesto $\theta = 45^\circ$ y $\gamma_c = 1,5$)

$$\text{Para } V_{rd} < 1/5 V_{rd2} \Rightarrow s_t < d \\ s_t < 800 \text{ mm}$$

$$\text{Para } V_{rd} > 1/5 V_{rd2} \Rightarrow \text{aplicar los mismos criterios que para la separación longitudinal.}$$

Este criterio eliminaría, por sí solo, la posibilidad de trabajar con las vigas de dos y cuatro ramas por estribo de entre las analizadas en este trabajo.

5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS Y VALORES TEÓRICOS

En la Tabla 1 se muestra los cortantes máximos alcanzados en cada viga, incluido el efecto del peso propio y la sobrecarga del equipo de ensayo.

En la Tabla 4 se muestran los valores estimados por las diferentes fórmulas teóricas.

Se ha calculado también en esta tabla la mejora de resistencia obtenida gracias a los estribos por comparación de la calculada en cada viga con la que se alcanza en la viga de referencia de cada serie.

En los casos en los que las fórmulas teóricas permiten utilizar valores variables del ángulo θ , se ha utilizado el valor con el que se obtiene el máximo cortante posible.

Para comparar los resultados de los ensayos con las previsiones de las distintas ecuaciones teóricas se ha confeccionado la Tabla 5 en la que se indica, para cada una de ellas y para cada variable analizada, el margen de seguridad alcanzado. Este margen se ha calculado dividiendo el valor experimental por el teórico correspondiente. Así, por ejemplo, la viga C3 ha alcanzado una resistencia real de 358 kN (176 kN más que la de referencia), pero si se aplican las fórmulas propuestas por la EHE en sentido estricto, la resistencia teórica sería de 181,8 kN (45,8 kN más que la de referencia). Por eso el margen de seguridad total ha sido de $358/181,8 = 1,97$ y en lo relativo a la contribución del acero el margen ha sido de $176/45,8 = 3,84$.

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1. Consideraciones generales

De la observación de las tablas presentadas podemos destacar:

- Ninguna de las fórmulas utilizadas toma en consideración ni la distribución transversal de ramas en los estribos ni el

Tabla 4. Capacidades mecánicas teóricas de las vigas (kN)

| SERIE | VIGA | EHE con $f_y/1,15 = 400$ | | Eurocódigo 2 con $f_y/1,15=400$ | | ACI-318 con $\Phi=0,85$ y $f_y=420$ | | EHE con $\gamma_s=1,15$ y f_y real | | Eurocódigo-2 con $\gamma_s=1,15$ y f_y real | | ACI-318 con $\Phi=0,85$ y f_y real | |
|-------|------|--------------------------|--------------------------|---------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|--------------------------|--------------------------------------|--------------------------|---|--------------------------|--------------------------------------|--------------------------|
| | | Total | Aumento por los estribos | Total | Aumento por los estribos | Total | Aumento por los estribos | Total | Aumento por los estribos | Total | Aumento por los estribos | Total | Aumento por los estribos |
| R | R0 | 142,8 | | 143,9 | | 113,8 | 0,0 | 142,8 | | 143,9 | | 113,8 | 0,0 |
| | R1 | 168,3 | 25,5 | 193,2 | 49,3 | 162,7 | 49,0 | 187,5 | 44,7 | 212,3 | 68,4 | 188,2 | 74,5 |
| A | A0 | 134,8 | | 127,5 | | 105,2 | 0,0 | 134,8 | | 127,5 | | 105,2 | 0,0 |
| | A1 | 161,6 | 26,8 | 176,8 | 49,3 | 154,1 | 49,0 | 184,0 | 49,2 | 199,2 | 71,7 | 183,2 | 77,9 |
| | A2 | 180,8 | 46,0 | 196,0 | 68,5 | 173,2 | 68,0 | 188,6 | 53,8 | 203,8 | 76,3 | 188,1 | 82,9 |
| | A3 | 180,8 | 46,0 | 196,0 | 68,5 | 173,2 | 68,0 | 200,7 | 65,9 | 221,1 | 96,6 | 201,3 | 96,1 |
| C | C0 | 136,0 | | 130,1 | | 106,6 | 0,0 | 136,0 | | 130,1 | | 106,6 | 0,0 |
| | C1 | 181,8 | 45,8 | 198,6 | 68,5 | 174,5 | 67,9 | 209,0 | 73,0 | 239,1 | 109,0 | 210,4 | 103,9 |
| | C2 | 181,8 | 45,8 | 198,6 | 68,5 | 174,5 | 67,9 | 198,6 | 62,6 | 215,4 | 85,3 | 199,2 | 92,7 |
| | C3 | 181,8 | 45,8 | 198,6 | 68,5 | 174,5 | 67,9 | 209,5 | 73,5 | 240,5 | 110,4 | 211,0 | 104,5 |
| | C4 | 181,8 | 45,8 | 198,6 | 68,5 | 174,5 | 67,9 | 209,5 | 73,5 | 240,5 | 110,4 | 211,0 | 104,5 |
| | C5 | 181,8 | 45,8 | 198,6 | 68,5 | 174,5 | 67,9 | 209,5 | 73,5 | 240,5 | 110,4 | 211,0 | 104,5 |
| D | D0 | 148,2 | | 152,9 | | 119,5 | 0,0 | 148,2 | | 152,9 | | 119,5 | 0,0 |
| | D1 | 192,0 | 43,8 | 221,4 | 68,5 | 187,5 | 67,9 | 217,8 | 69,6 | 247,2 | 94,3 | 222,0 | 102,5 |
| | D2 | 192,0 | 43,8 | 221,4 | 68,5 | 187,5 | 67,9 | 205,7 | 57,5 | 235,1 | 82,2 | 208,7 | 89,3 |
| | D3 | 192,0 | 43,8 | 221,4 | 68,5 | 187,5 | 67,9 | 216,2 | 68,0 | 245,6 | 92,7 | 220,2 | 100,6 |
| | D4 | 192,0 | 43,8 | 221,4 | 68,5 | 187,5 | 67,9 | 216,2 | 68,0 | 245,6 | 92,7 | 220,2 | 100,6 |
| | D5 | 192,0 | 43,8 | 221,4 | 68,5 | 187,5 | 67,9 | 216,2 | 68,0 | 245,6 | 92,7 | 220,2 | 100,6 |

Tabla 5. Márgenes de seguridad alcanzados

| SERIE | VIGA | EHE con $f_y/1,15 = 400$ | | Eurocódigo 2 con $f_y/1,15=400$ | | ACI-318 con $\Phi=0,85$ y $f_y=420$ | | EHE con $\gamma_s=1,15$ y f_y real | | Eurocódigo-2 con $\gamma_s=1,15$ y f_y real | | ACI-318 con $\Phi=0,85$ y f_y real | |
|-------|------|--------------------------|--------------------------|---------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|--------------------------|--------------------------------------|--------------------------|---|--------------------------|--------------------------------------|--------------------------|
| | | Total V_u | Aumento por los estribos | Total V_u | Aumento por los estribos | Total | Aumento por los estribos | Total | Aumento por los estribos | Total | Aumento por los estribos | Total | Aumento por los estribos |
| R | R0 | 1,71 | | 1,70 | | 2,14 | | 1,71 | | 1,70 | | 2,14 | |
| | R1 | 1,58 | 0,86 | 1,38 | 0,45 | 1,64 | 0,45 | 1,42 | 0,49 | 1,25 | 0,32 | 1,41 | 0,30 |
| A | A0 | 1,39 | | 1,47 | | 1,78 | | 1,39 | | 1,47 | | 1,78 | |
| | A1 | 1,64 | 2,87 | 1,50 | 1,56 | 1,72 | 1,57 | 1,44 | 1,57 | 1,33 | 1,07 | 1,45 | 0,99 |
| | A2 | 1,29 | 1,02 | 1,19 | 0,69 | 1,35 | 0,69 | 1,24 | 0,87 | 1,15 | 0,62 | 1,24 | 0,57 |
| | A3 | 1,56 | 2,04 | 1,44 | 1,37 | 1,63 | 1,38 | 1,41 | 1,43 | 1,28 | 0,97 | 1,40 | 0,98 |
| C | C0 | 1,34 | | 1,40 | | 1,71 | | 1,34 | | 1,40 | | 1,71 | |
| | C1 | 1,42 | 1,66 | 1,30 | 1,11 | 1,48 | 1,12 | 1,23 | 1,04 | 1,08 | 0,70 | 1,23 | 0,73 |
| | C2 | 1,60 | 2,38 | 1,47 | 1,59 | 1,67 | 1,60 | 1,47 | 1,74 | 1,35 | 1,28 | 1,46 | 1,18 |
| | C3 | 1,97 | 3,84 | 1,80 | 2,57 | 2,05 | 2,59 | 1,71 | 2,39 | 1,49 | 1,59 | 1,70 | 1,68 |
| | C4 | 1,98 | 3,89 | 1,81 | 2,60 | 2,06 | 2,62 | 1,72 | 2,42 | 1,50 | 1,61 | 1,71 | 1,70 |
| | C5 | 1,89 | 3,52 | 1,73 | 2,35 | 1,97 | 2,37 | 1,64 | 2,19 | 1,43 | 1,46 | 1,63 | 1,54 |
| D | D0 | 1,47 | | 1,43 | | 1,82 | | 1,47 | | 1,43 | | 1,82 | |
| | D1 | 1,39 | 1,10 | 1,20 | 0,70 | 1,42 | 0,71 | 1,22 | 0,69 | 1,08 | 0,51 | 1,20 | 0,47 |
| | D2 | 1,54 | 1,78 | 1,34 | 1,14 | 1,58 | 1,15 | 1,44 | 1,36 | 1,26 | 0,95 | 1,42 | 0,87 |
| | D3 | 1,67 | 2,33 | 1,45 | 1,49 | 1,71 | 1,50 | 1,48 | 1,50 | 1,30 | 1,10 | 1,45 | 1,01 |
| | D4 | 1,47 | 1,46 | 1,27 | 0,93 | 1,50 | 0,94 | 1,30 | 0,94 | 1,15 | 0,69 | 1,28 | 0,64 |
| | D5 | 1,80 | 2,92 | 1,56 | 1,87 | 1,84 | 1,88 | 1,60 | 1,88 | 1,40 | 1,38 | 1,57 | 1,27 |

ancho de los apoyos, sin embargo es evidente que estas variables influyen mucho en la capacidad mecánica de las vigas.

- Todos los valores de cortante teórico calculados son inferiores a la capacidad mecánica alcanzada en los ensayos, y esto tanto si se aplica el valor del límite elástico del acero de acuerdo con los máximos exigidos en las normas como si se utilizan los valores reales del acero empleado.
- El comentario del punto anterior es aplicable a todas las vigas ensayadas, incluidas aquellas que no cumplen las condiciones de separación máxima entre estribos.
- La comparación entre las tres instrucciones indica que el Código ACI 318 plantea fórmulas más conservadoras, sobre todo para vigas sin estribos, que la Instrucción EHE, mientras que los valores obtenidos según el Eurocódigo 2 son algo más ajustados, especialmente cuando se aplica el límite elástico real del acero y sobre todo en el caso de vigas con estribos de solo 2 ramas, alcanzándose márgenes de seguridad muy próximos a 1.
- En todos los casos la tendencia de las fórmulas es similar, dando mayor margen de seguridad en las vigas con armadura transversal más distribuida, mientras que las resistencias son más ajustadas en el caso de estribos más separados y con pocas ramas. Así mismo se aprecia un menor cortante de ago-

tamiento en el caso de vigas con apoyo concentrado, dando por tanto menores márgenes de seguridad.

6.2. Comparación de los resultados experimentales con los valores propuestos por la Instrucción EHE

La aplicación del artículo 44 de la Instrucción EHE en sentido estricto a las vigas de hormigón armado con apoyo en toda la sección da un margen de seguridad amplio en todos los casos, incluso en aquellas vigas con distribución de estribos que no admite la propia instrucción.

En la Figura 2 se ha representado la evolución del margen de seguridad al variar la separación transversal entre ramas de un estribo, o la distancia entre ellos. Se puede comprobar que hay una clara tendencia a mejorar el comportamiento de las vigas cuando se reduce la distancia transversal entre ramas. Se alcanzan márgenes de seguridad muy altos (próximos a 2) para las vigas C3, C4 y C5, y más reducidos para las que sólo presentan dos ramas (A3, C2).

La distribución longitudinal no parece afectar de forma tan clara, ya que se obtienen valores parecidos con separaciones muy diferentes, por ejemplo las vigas C3, C4 y C5 con dis-



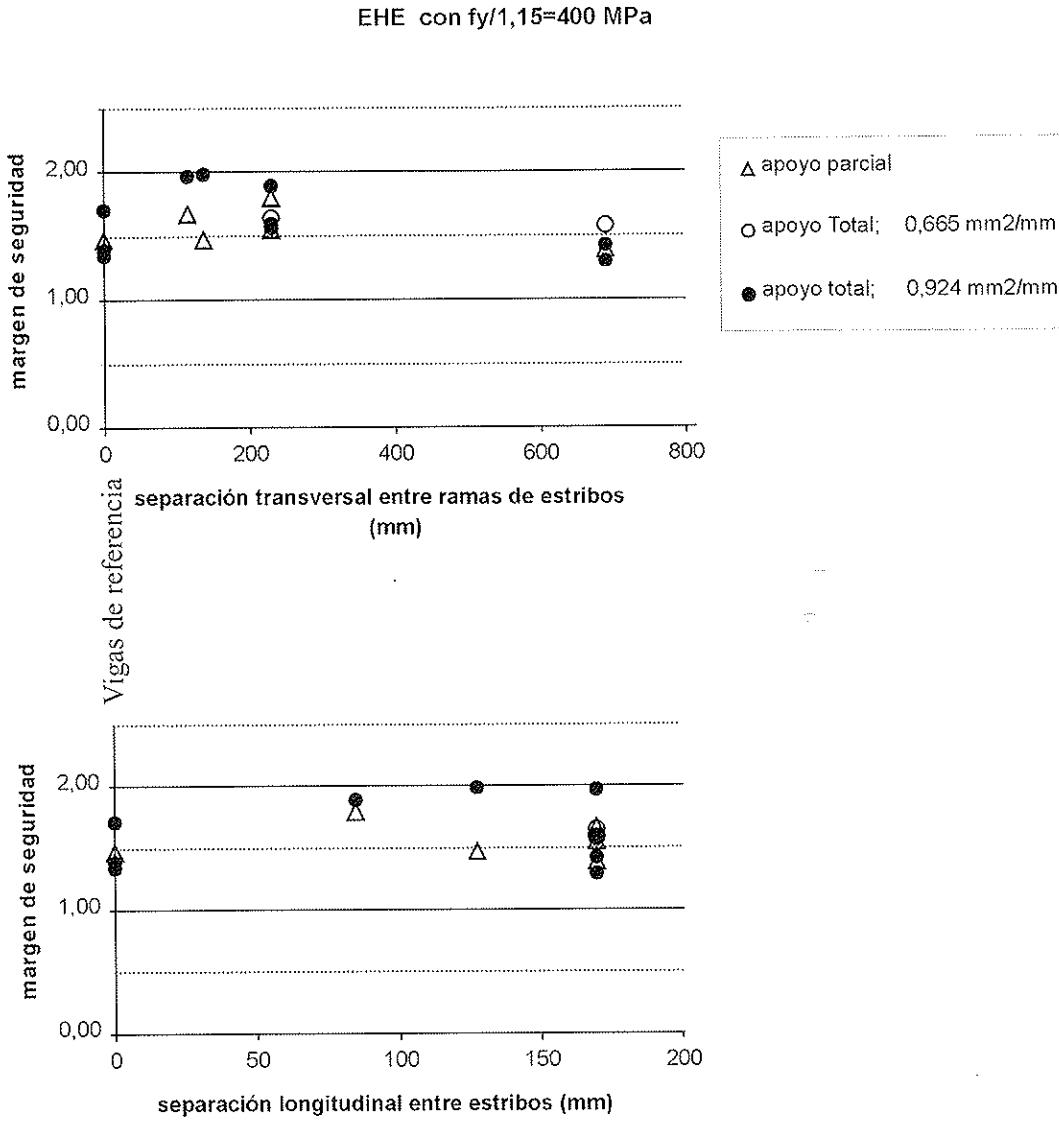


Figura 2. Variación del margen de seguridad del agotamiento a cortante en función de la distribución de los estribos según la instrucción EHE. (Las vigas de referencia se han situado en la posición correspondiente a separaciones nulas para su comparación.)

tancias entre estribos de 170, 127,5 y 85 mm respectivamente se comportan de forma similar, mientras que las vigas A1, A2, A3, C1, C2 y C3 con la misma separación longitudinal presentan márgenes de seguridad que varían desde 1,29 hasta 1,97.

El apoyo concentrado reduce el margen de seguridad ligeramente, aunque sigue dando valores altos (superiores a 1,39). En estos casos parece más importante la influencia de la separación longitudinal entre estribos que cuando el apoyo es completo.

Si se analiza de forma independiente la mejora obtenida experimentalmente gracias a la presencia de estribos con la que se prevé según las fórmulas de la Instrucción EHE (Figura 3) se aprecia que los márgenes de seguridad son muy variables, pudiendo ser próximos a 1, e incluso menores (vigas R1 o A2), o en el otro extremo alcanzar valores que indican que los estribos mejoran la resistencia de las vigas casi 4 veces más de lo que habrían previsto las fórmulas (C3, C4). Evi-

dentemente en el primer caso, que corresponde a estribos con solo dos ramas, las armaduras transversales no contribuyen a mejorar la resistencia a cortante tanto como se esperaba, y su déficit se compensa gracias al superávit de la contribución del hormigón. Los márgenes de seguridad altos se alcanzan en las vigas con estribos de patas múltiples, en las que la contribución real del acero es muy superior a la prevista por las fórmulas, incluso cuando la separación longitudinal entre estribos es próxima al canto útil de la viga.

Realizar el mismo análisis considerando en las fórmulas el valor real del límite elástico del acero, sin acotaciones máximas, tal como se presentan en la Figura 4, equivale a prever los riesgos de encontrar estribos cuyo límite elástico de cálculo sea realmente del orden de 400 MPa. Esta hipótesis no suele presentarse, pero sería admisible. Analizando esta figura se aprecia que las tendencias son similares a las comentadas en los puntos anteriores, pero con valores absolutos de margen de seguridad ligeramente inferiores. En estos casos para las vigas con estribos de sólo dos ramas el margen de seguridad es de

apenas 1,2 pero cuando los estribos presentan más ramas los márgenes siguen siendo muy altos (del orden de 1,7).

La contribución real del acero también ve reducidos sus márgenes de seguridad mostrando deficiencias en casi todas las vigas con estribos de dos ramas. En los otros casos la contribución del acero sigue subestimada por las fórmulas.

7. PROPUESTA DE FÓRMULA DE CÁLCULO DE ESFUERZO CORTANTE DE AGOTAMIENTO

El efecto de la distribución de estribos y del ancho del apoyo podría tenerse en cuenta en la expresión de la fórmula general de cortante:

$$V_u = V_{eu} + V_{su}$$

Basándose en los resultados obtenidos, esta fórmula podría quedar expresada, como primera aproximación, de la siguiente forma:

$$V_u = V_{eu} + k\mu V_{su}$$

donde k y μ son parámetros que toman en consideración estos efectos. k depende de la separación longitudinal entre estribos (s) y la distribución de sus ramas (s_r), y μ depende de la relación entre el ancho del soporte y el de la viga (b_a y b , respectivamente). Evidentemente, el canto útil de la viga (d) será, también, una variable importante a la hora de valorar estos efectos, aunque su influencia no ha sido valorada en esta investigación.

En el caso de vigas con apoyo completo, la fórmula propuesta es similar a la adoptada por Mphonde para vigas esbeltas (6) quién adjudicó a k valores entre 1 y 1,6, pero no consideró el efecto de la distribución de los estribos en su evaluación.

El valor de k coincidirá con el valor $k\mu$ cuando el ancho del apoyo coincida con el de la viga (series R, A y C). En la serie D los valores de k serán los mismos que en las vigas correspondientes de la serie C.

El coeficiente μ toma el valor 1 para las series R, A, C, ya que $b_a = b$.

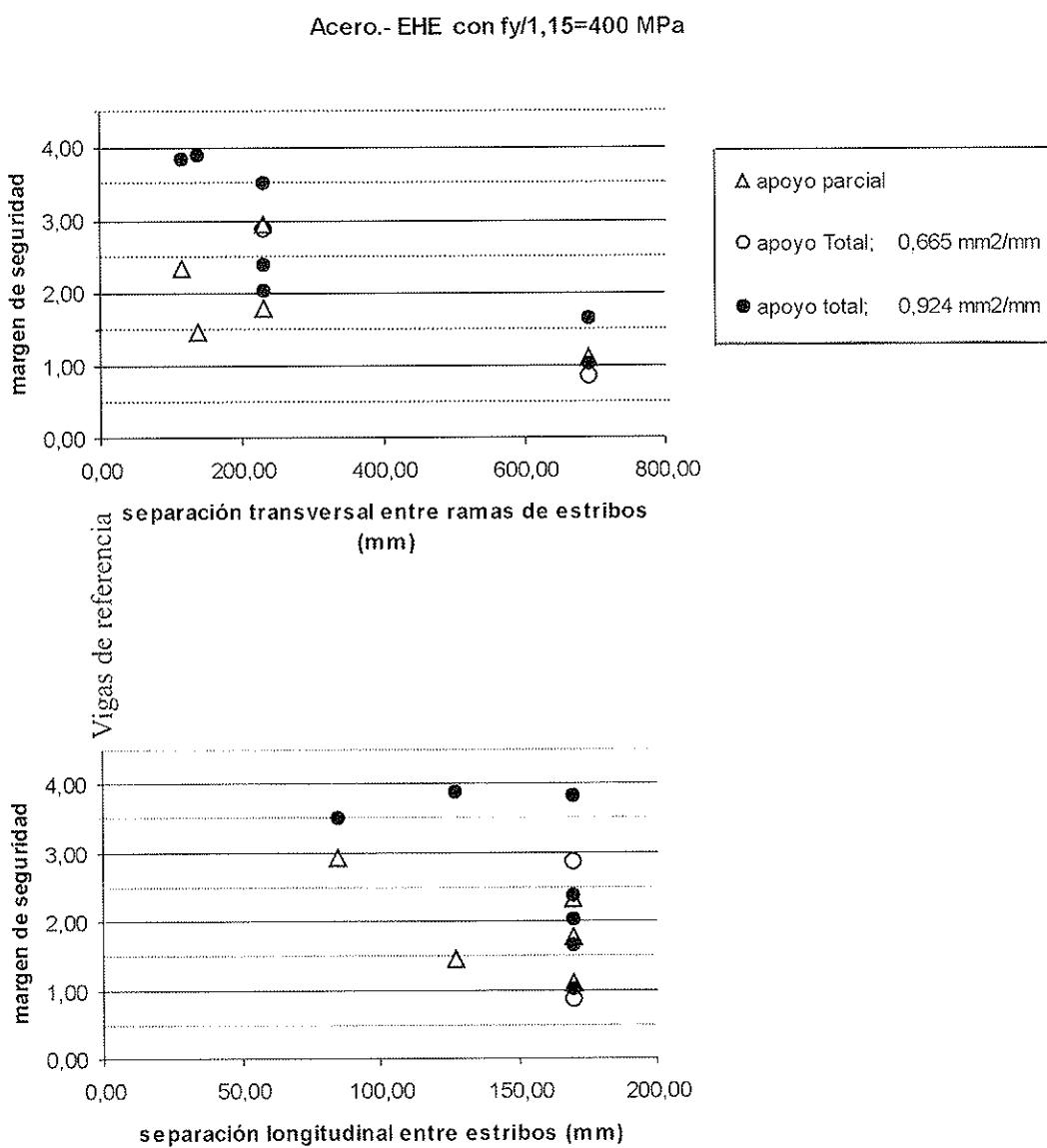


Figura 3. Variación del margen de seguridad de la contribución de las armaduras transversales en función de su distribución según la instrucción EHE.



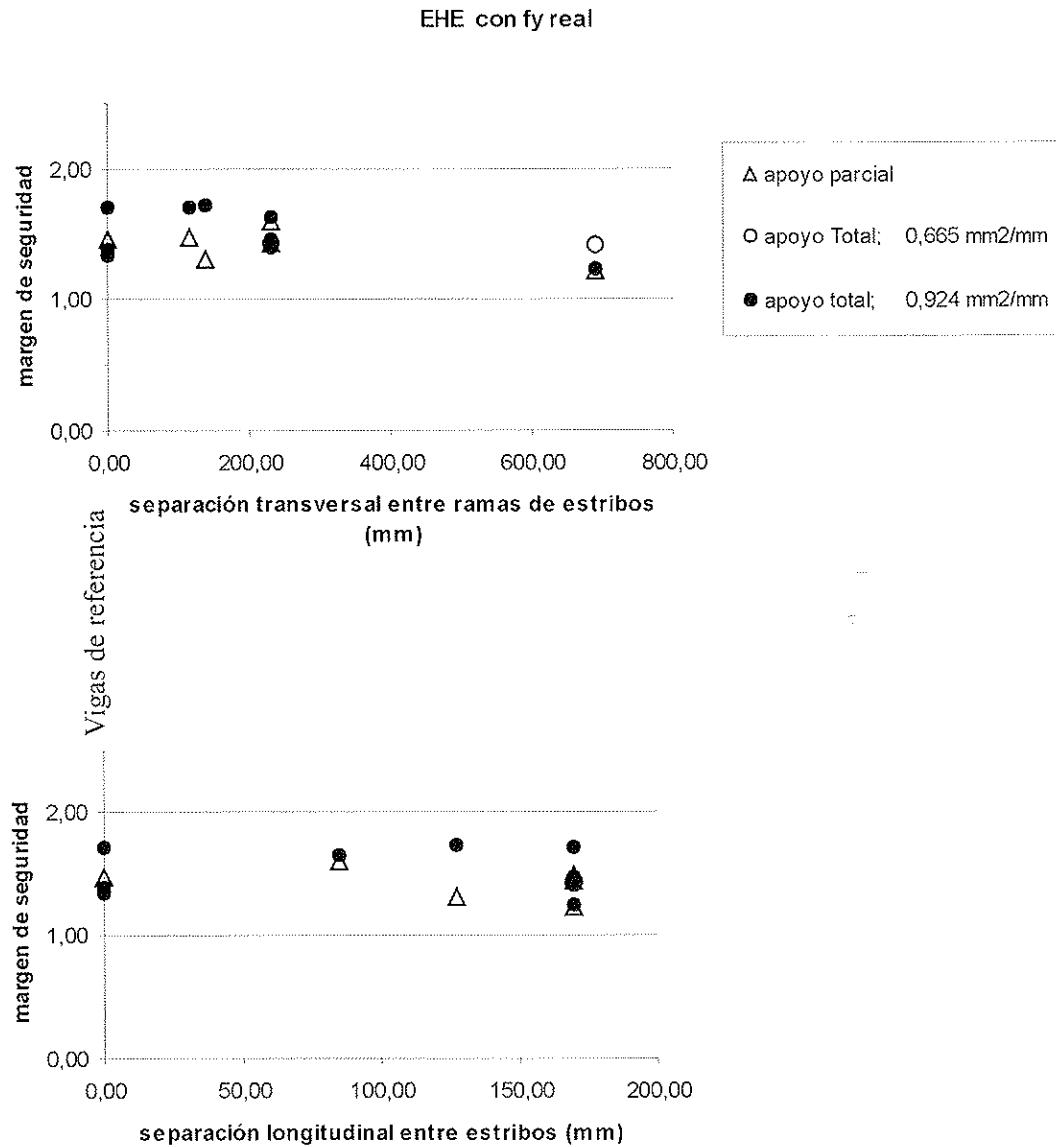


Figura 4. Variación del margen de seguridad del agotamiento a cortante en función de la distribución de los estribos según la instrucción EHE. (Las vigas de referencia se han situado en la posición correspondiente a separaciones nulas para su comparación.)

Obsérvese que si bien k puede ser superior a la unidad, indicando en estos casos una mejor contribución de los estribos que la esperada, de acuerdo con lo previsto por Mphonde, en otros casos k presenta valores inferiores a la unidad, reflejando una deficiente distribución de la armadura transversal.

Para determinar los valores de las constantes k y μ se proponen las siguientes fórmulas obtenidas a partir de los resultados de las vigas ensayadas.

$$k = d / (s \cdot st)^{1/2}$$

$$\mu = (b_a / b)^{1/3}$$

La utilización de estas fórmulas da resultados con márgenes de seguridad más uniformes en las vigas ensayadas (Tabla 6). En lo relativo a la resistencia total a cortante de las vigas armadas, se sigue obteniendo siempre márgenes de seguridad favorables, pero con valores que no superan 1,55. Incluso la contribución del acero se calcula de forma más ajustada; solamente se obtienen márgenes de seguridad inferiores a la unidad en el caso de la viga R1, con armadura mínima, y en la

viga D4, que tal como se comentó en el apartado 3, había planteado problemas en la realización de los ensayos.

Dado lo limitado del programa de ensayos realizados, para poder generalizar las expresiones propuestas debería ampliarse las experiencias incluyendo otras variables, y en particular el canto útil. En cualquier caso, se propone incluir nuevas recomendaciones basadas en los resultados obtenidos relativas a la separación longitudinal entre estribos y a la distancia entre ramas de estribos, en vistas a mejorar la función de éstos, evitar el mal comportamiento de las vigas, y conseguir una mayor resistencia a esfuerzo cortante.

La aplicación de estas fórmulas sigue dando un nivel de confianza suficientemente conservador

8. CONCLUSIONES

Con las limitaciones de este trabajo pueden deducirse las siguientes conclusiones:

Tabla 6. Resistencia a cortante teórica según la fórmula propuesta y márgenes de seguridad alcanzados

| SERIE | VIGA | Coeficientes aplicados | | Resistencia a cortante teórica según la fórmula propuesta (kN) | | | | Márgenes de Seguridad | | | |
|-------|------|------------------------|------|--|--------------------------|----------------|--------------------------|------------------------|--------------------------|----------------|--------------------------|
| | | | | con $f_y / 1,15 = 400$ | | con f_y real | | con $f_y / 1,15 = 400$ | | con f_y real | |
| | | μ | k | Total | Aumento por los estribos | Total | Aumento por los estribos | Total | Aumento por los estribos | Total | Aumento por los estribos |
| R | R0 | 1,00 | | 142,8 | | 142,8 | | 1,71 | 1,71 | | |
| | R1 | | 0,60 | 172,4 | 24,6 | 183,9 | 41,1 | 1,54 | 1,45 | 0,74 | 0,54 |
| A | A0 | 1,00 | | 134,8 | | 134,8 | | 1,39 | 1,39 | | |
| | A1 | | 1,04 | 186,1 | 51,3 | 209,5 | 74,7 | 1,42 | 1,27 | 1,50 | 1,03 |
| | A2 | | 0,60 | 175,9 | 41,1 | 180,6 | 45,8 | 1,33 | 1,30 | 1,14 | 1,03 |
| | A3 | | 1,04 | 206,0 | 71,2 | 226,7 | 91,9 | 1,37 | 1,24 | 1,32 | 1,02 |
| C | C0 | 1,00 | | 136,0 | | 136,0 | | 1,34 | 1,34 | | |
| | C1 | | 0,60 | 177,1 | 41,1 | 193,4 | 57,4 | 1,46 | 1,33 | 1,85 | 1,32 |
| | C2 | | 1,04 | 207,2 | 71,2 | 224,7 | 88,7 | 1,40 | 1,30 | 1,53 | 1,23 |
| | C3 | | 1,47 | 236,7 | 100,7 | 277,4 | 141,4 | 1,51 | 1,29 | 1,75 | 1,24 |
| | C4 | | 1,55 | 242,2 | 106,2 | 285,1 | 149,1 | 1,49 | 1,26 | 1,68 | 1,19 |
| | C5 | | 1,47 | 236,7 | 100,7 | 277,4 | 141,4 | 1,45 | 1,24 | 1,60 | 1,14 |
| D | D0 | 0,74 | | 148,2 | | 148,2 | | 1,47 | 1,47 | | |
| | D1 | | 0,60 | 178,3 | 30,1 | 184,7 | 36,5 | 1,49 | 1,40 | 1,59 | 1,31 |
| | D2 | | 1,04 | 200,9 | 52,7 | 211,5 | 63,3 | 1,47 | 1,40 | 1,48 | 1,23 |
| | D3 | | 1,47 | 222,2 | 74,0 | 248,3 | 100,1 | 1,44 | 1,29 | 1,38 | 1,02 |
| | D4 | | 1,55 | 226,3 | 78,1 | 253,9 | 105,7 | 1,25 | 1,11 | 0,82 | 0,60 |
| | D5 | | 1,47 | 222,2 | 74,0 | 248,3 | 100,1 | 1,55 | 1,39 | 1,73 | 1,28 |

1. Las tres instrucciones analizadas son muy conservadoras, incluso cuando se analizan vigas con separaciones entre estribos superiores a los valores máximos establecidos en su articulado.

2. Todas las fórmulas analizadas infravaloran especialmente la capacidad resistente a cortante de las vigas apoyadas en toda su anchura y armadas transversalmente con estribos de patas múltiples (C3, C4 y C5). El aumento de resistencia de estas vigas se atribuye al efecto de la mejor distribución de estribos.

3. Contrariamente a las impresiones manifestadas en algunas referencias bibliográficas (1,8), de los resultados de estos ensayos, puede concluirse que el uso de apoyos concentrados reduce claramente la resistencia a esfuerzo cortante de las vigas planas.

4. El hecho de que las resistencias observadas en todos los ensayos de vigas con estribos de este trabajo sean superiores a los obtenidos de la aplicación de las fórmulas propuestas por la Instrucción EHE, es debido a que, por una parte la contribución del hormigón está subestimada en estas fórmulas, y por otra parte, a que el límite elástico real de las armaduras transversales es siempre superior al límite estipulado en la Instrucción.

5. La contribución de los estribos queda claramente sobrevalorada cuando la armadura transversal está formada por estribos de pocas ramas y el acero tiene un límite elástico ajustado, pero está muy infravalorada en el caso contrario.

6. Para valorar realmente la contribución de los estribos se propone introducir en las fórmulas de cálculo dos factores que consideren la influencia de la distribución de la armadura transversal y el ancho de los apoyos. La fórmula propuesta sería:

$$V_u = V_c + k\mu V_{su}$$

donde $k = d / (s \cdot s_t)^{1/2}$

y $\mu = (b_a / b)^{1/3}$

Sin embargo, dado lo limitado del número de ensayos realizados, debería plantearse un programa más ambicioso que fijara los parámetros de la ecuación propuesta y analizara otras variables como, por ejemplo, el canto útil de las vigas.

9. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO

Basándose en los resultados obtenidos se pueden plantear las siguientes recomendaciones para optimizar el diseño de

vigas planas que deban soportar esfuerzos cortantes importantes:

1. El uso de estribos con dos ramas verticales en vigas planas debería estar proscrito. La separación máxima entre ramas verticales de un estribo (s_r) debe limitarse a valores próximos al canto útil de la viga tal como exige el Eurocódigo 2, pero no parece necesario reducir más esta distancia.

2. La separación longitudinal entre estribos estipulada por la Instrucción EHE ($s=0,80 d$) parece apropiada o incluso conservadora, y aunque se puede obtener un mejor rendimiento de la armadura transversal si este límite se reduce a $s = d/2$, según indica el Código ACI-318-95, esto no es útil si no se incluye este efecto favorable en las fórmulas. Por otra parte la reducción de la distancia exigida a $0,6d$ para tensiones de cortante mayores no parece necesaria y además plantearía soluciones constructivas muy difíciles.

3. En el caso de apoyos concentrados se debe controlar más la separación longitudinal entre estribos.

10. BIBLIOGRAFÍA

1. Leonhardt, F. And Walther, R. "The Stuttgart Shear Test, 1961, Translation nº 111, Cement and Concrete Association, London 1964, 134 pp.
2. Concrete Reinforcing Steel Institute. "Selection of (Open) Stirrups/(Closed) Ties in Flexural Members for Economy", Bulletin 7901-A, Concrete Reinforcing Steel Institute, Chicago, U.S.A.
3. Hsiung, WW and Frantz, G.C. "An Exploratory Study of the Shear Strength of Wide Reinforced Concrete Beams with Web Reinforcement", Research Report CE 83-151, Dept. Civil Eng. University of Connecticut, U.S.A., 1983.
4. Anderson, N.S. and Ramirez, J.A. "Effect of the Detailing of Stirrup Reinforcement on the Ultimate Strength and Behavior of Reinforced Concrete Members Failing in Shear", Struc. Eng. Research Report, CE-STR-87-2, 1987, 367 pp.
5. Deeb, Osama A.R. "Comportamiento en Servicio y Rotura de Vigas Planas de Hormigón Armado para Forjados de Edificación", Tesis presentada en la Universidad Politécnica de Valencia. Oct. 1996.
6. Mphonde, A.G. "Use of Stirrup Effectiveness in Shear Design of Concrete Beams", ACI Structural Journal Sep.-Oct. 1989, pp.541-545.
- 7.- ACI 318-95. "Building Code Requirements for Structural Concrete", American Concrete Institute, P.O. Box 9094 Farmington Hills, Mi 48333, U.S.A. 1995, 369 pp.
8. Regan, P.E. and Rezai-Jorabi, H. "Shear Resistance of One Way Slabs under Concentrated Loads", ACI Structural Journal, Mar.-Apr. 1988.
9. Ministerio de Fomento. "EHE- Instrucción de Hormigón Estructural", 1998.
10. AENOR, UNE ENV 1992-1-1. "Eurocódigo 2- Proyecto de Estructuras de Hormigón Parte 1, Reglas Generales y Reglas para la Edificación".

Estudio experimental del comportamiento a flexión de vigas de acero inoxidable

Experimental study on the flexural behaviour of stainless steel beams

Esther Re

Ingeniera de Cami

Profesora Asociada del Departamento

Saladrigas

Los Canales y Puertos

de Ingeniería de la Construcción. UPC

Esther Real Saladrigas

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos

Profesora Asociada del Departamento de Ingeniería de la Construcción. UPC

Enrique Mirambell Arrizabalaga

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Catedrático del Departamento de Ingeniería de la Construcción. UPC

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

RESUMEN

Con el fin de cuantificar la influencia de la no linealidad del material en el comportamiento a flexión de vigas de acero inoxidable, se lleva a cabo una campaña experimental que consiste en la realización de ensayos de flexión en seis vigas biapoyadas y en seis vigas continuas de dos vanos. Las vigas se instrumentan con transductores de desplazamiento, galgas extensométricas y células de carga para determinar su respuesta estructural. Del análisis de los resultados experimentales se extraen conclusiones relativas a distribuciones de deformaciones y de tensiones. Asimismo, se utiliza un modelo numérico basado en el método de los elementos finitos, para analizar el comportamiento a flexión de las vigas ensayadas. Se comparan los resultados de flechas obtenidos experimentalmente con los resultados derivados del modelo numérico y con los obtenidos utilizando las especificaciones de Eurocódigo 3, Parte 1-4. Finalmente, del análisis comparativo se derivan conclusiones relativas al cálculo de flechas en vigas de acero inoxidable considerando los efectos de la no linealidad del material y de la reducción de sección eficaz debido a los fenómenos de abolladura local.

PALABRAS CLAVE: Vigas de acero inoxidable, análisis experimental, estado límite de servicio, comportamiento no lineal, abolladura local, sección eficaz.

an experimental programme has been conducted. The experimental tests have been performed on six simply supported beams and six continuous beams. The beams have been instrumented with transducers, strain gauges and load cells to determine their structural response. Some conclusions may be derived from the experimental results. A numerical model based on the finite element method is used to analyse the flexural behaviour of the beams during the tests. A comparative analysis between the experimental results of deflections and those results derived from the numerical model is done. On the other hand, deflections obtained using rules specified in Eurocode 3, Part 1-4 are also compared with both experimental and numerical results. Several conclusions are pointed out to calculate deflections in stainless steel beams considering the material non-linearity effects and the effectiveness of the cross-section.

1. INTRODUCCION

El acero inoxidable se ha usado principalmente en construcciones arquitectónicas gracias a su resistencia a la corrosión, facilidad de mantenimiento y apariencia agradable. Las típicas aplicaciones incluyen recubrimientos de columnas, paneles de muros, marcos de puertas y ventanas, barandillas, escaleras y una amplia gama de secciones ligeras en acero inoxidable con una muy adecuada relación peso/resistencia. Sin embargo, su empleo como elemento estructural ha estado limitado durante años debido, entre otras razones, a la falta de especificaciones de diseño que fomenten y faciliten el uso del acero inoxidable en esta situación.

SUMMARY

In order to quantify the influence of the material non-linearity effects on the flexural behaviour of stainless steel beams,

A pesar de la similitud entre las bases de diseño del acero al carbono y el acero inoxidable, es necesaria una especificación distinta para el diseño de estructuras de acero inoxidable dado que las propiedades mecánicas de dicho material son claramente distintas a las del acero al carbono. El acero inoxidable tiene una ecuación constitutiva no lineal, incluso para bajos niveles de tensión, y una pronunciada respuesta al trabajo en frío. Estas características afectan de manera significativa a las reglas de diseño relativas a los cálculos en flexión de vigas de acero inoxidable.

Los primeros trabajos de investigación sobre estructuras de acero inoxidable y cálculos de flechas fueron realizados por Johnson y Winter [1] y Wang *et al.* [2]. Dichos trabajos significaron la base de la primera norma relativa al uso del acero inoxidable en aplicaciones estructurales “Specification for the Design of Cold-Formed Stainless Steel Structural Members”, AISI [3]. Recientemente, se han llevado a cabo diversos trabajos de investigación, tanto experimentales como numéricos, relativos al comportamiento estructural de vigas de acero inoxidable realizados por Lin, Yu y Galambos [4], van der Merwe y van den Berg [5] y Rasmussen y Hancock [6]. Dichas investigaciones han sido base de varias normativas en este campo y, en concreto, de la ANSI/ASCE-8-90 [7]. En Europa, Eurocódigo 3, Parte 1-4 [8] proporciona reglas complementarias para el diseño de estructuras de aceros inoxidables austeníticos y austenítico-ferríticos.

Asimismo, el Steel Construction Institute ha preparado una guía de diseño [9] para ingenieros expertos en el cálculo de estructuras de acero al carbono pero no necesariamente de acero inoxidable. Esta guía contiene especificaciones propias del acero inoxidable, las cuales deben entenderse como complemento a las especificaciones recogidas en la British Standards Institution BS 5950 Part 1 [10]. La guía incluye además recomendaciones para la elección del tipo de acero inoxidable más adecuado en cada aplicación. Contiene información sobre las propiedades mecánicas y físicas así como sobre la resistencia de proyecto de secciones transversales, barras, uniones y fabricación. También se incluyen ejemplos de proyecto para ilustrar el uso de la guía.

El Nickel Development Institute ha publicado un manual de diseño [11] para aceros inoxidables estructurales. Dicho manual se basa en los primeros borradores de Eurocódigo 3, Parte 1-4 [8]. Estos borradores se han visto sometidos a revisiones posteriores, las cuales no han sido recogidas en el manual. Por ejemplo, pueden observarse cambios significativos en la clasificación de las secciones transversales en función de las relaciones ancho/espesor y en la determinación de anchos eficaces en secciones esbeltas. Ello influye notablemente en la evaluación de la resistencia de las secciones transversales y en la determinación de la capacidad resistente de las estructuras de acero inoxidable. En cualquier caso, es un manual de gran utilidad para el proyecto de estructuras de acero inoxidable gracias a los comentarios e indicaciones que se recogen dentro de su articulado. Asimismo, el manual ofrece pautas de selección del material en función de las necesidades mecánicas y de corrosión y presenta ejemplos de aplicación que pueden resultar muy útiles para el proyectista.

A pesar de que cerca del 10% de la producción de acero inoxidable se usa en aplicaciones estructurales o arquitectóni-

cas [12], pocas investigaciones relativas a su comportamiento estructural se han llevado a cabo. Ello puede fomentar la realización de campañas experimentales y estudios numéricos que persigan como objetivo tener un mejor conocimiento del comportamiento de las estructuras de acero inoxidable.

Este artículo se centra principalmente en el análisis del comportamiento a flexión de vigas de acero inoxidable biapoyadas y continuas, en base a los resultados obtenidos durante una campaña experimental realizada en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. La instrumentación de las vigas ensayadas permite medir flechas en distintos puntos de las vigas con transductores de desplazamiento, deformaciones mediante galgas extensométricas y reacciones en apoyos con células de carga. Finalmente, se analizan los resultados experimentales comparándolos con los obtenidos de las recomendaciones de Eurocódigo 3, Parte 1-4 [8] y con resultados obtenidos mediante la aplicación de un código de análisis estructural (Abaqus) basado en el método de los elementos finitos (Hibbit *et al.*, [15]).

2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

El objetivo fundamental de la campaña experimental es estudiar el comportamiento a flexión de vigas de acero inoxidable y obtener las flechas para diferentes niveles de carga, especialmente en condiciones de servicio.

2.1. Vigas ensayadas

Se ensayaron seis vigas biapoyadas y seis vigas continuas de acero inoxidable con secciones transversales cuadradas y rectangulares conformadas en frío y secciones en H laminadas. Las principales características de las secciones longitudinales y transversales de las vigas ensayadas se presentan en la Figura 1.

Las vigas biapoyadas se ven sometidas a carga puntual en centro de luz y las continuas a una carga puntual en cada vano, cerca de la sección central (Figura 1). Las características y dimensiones principales de las vigas ensayadas se muestran en la Tabla 1. La longitud de las vigas es suficiente como para reproducir el comportamiento de viga. La relación canto/luz se encuentra comprendida entre 1/20 y 1/25 para todas las vigas ensayadas.

2.2. Propiedades del material

Para poder comparar los resultados experimentales con los resultados del modelo numérico y de las formulaciones analíticas, es necesario conocer las características del material acero inoxidable. Las secciones transversales de las probetas ensayadas son tubos cuadrados 80 x 80, tubos rectangulares 80 x 120 y secciones en H 100 x 100. Los ensayos sobre las probetas extraídas de los perfiles fueron realizados por el fabricante de acuerdo con la norma ASTM [13]. En la Figura 2 se presentan las curvas tensión-deformación, resultado de estos ensayos.

Tabla 1. Dimensiones de las vigas de acero inoxidable ensayadas

| Viga | Luz L1 (mm) | Longitud L2 (mm) | L3 (mm) | L4 (mm) | Canto h (mm) | Ancho b (mm) | Espesor t (mm) |
|-------------|-------------|------------------|---------|---------|--------------|--------------|----------------|
| SHS 80x80 | 1800 | 2000 | 900 | - | 80 | 80 | 3 |
| RHS 80x120 | 2800 | 3000 | 1400 | - | 120 | 80 | 4 |
| H 100x100 | 2400 | 2600 | 1200 | - | 100 | 100 | 8 |
| SHS 80x80c | 1800 | 3800 | 675 | 2250 | 80 | 80 | 3 |
| RHS 80x120c | 2800 | 5800 | 1675 | 2250 | 120 | 80 | 4 |
| H 100x100c | 2250 | 4700 | 1125 | 2250 | 100 | 100 | 8 |

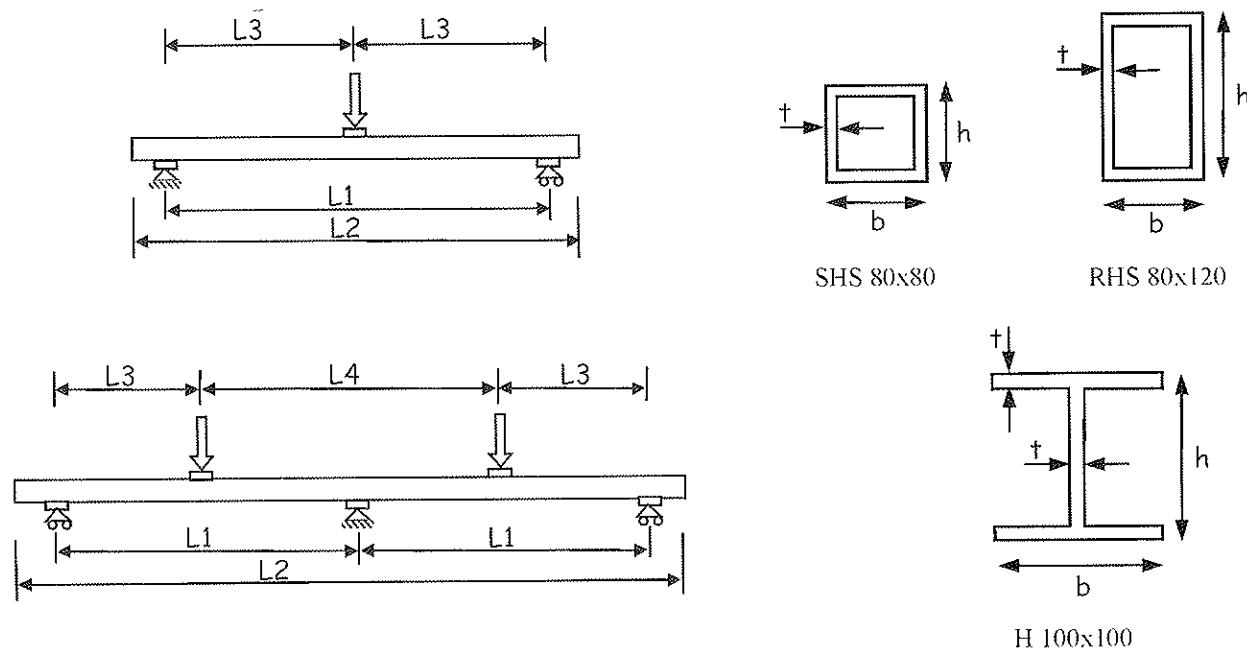


Figura 1. Secciones longitudinales y transversales de las vigas de acero inoxidable ensayadas.

En la Tabla 2 se presentan las dimensiones de las probetas ensayadas así como las propiedades mecánicas de los aceros inoxidables utilizados (límite elástico, módulo de Young y resistencia a la tracción).

Cabe destacar que las diferencias entre los valores de las propiedades mecánicas obtenidas de los ensayos de las probetas y los valores propuestos por Eurocódigo 3, Parte 1-4 [8], para chapas de material laminado en caliente, son realmente significativas. Según la normativa, para aceros AISI 304 debe tomarse un valor del límite elástico de $f_e = 220$ MPa y un módulo de elasticidad inicial de $E = 200000$ MPa. El valor del módulo de Young proporcionado por el fabricante es menor que el adoptado en Eurocódigo 3, Parte 1-4 [8] y el valor del límite elástico obtenido experimentalmente es superior al propuesto en la norma para chapas de material laminado en caliente. Estas diferencias son debidas a la influencia que ejer-

ce el trabajado en frío de la chapa y el conformado de la sección sobre las propiedades mecánicas del material. Por ello es siempre recomendable la realización de ensayos de caracterización del acero inoxidable.

La relación tensión-deformación es claramente no lineal. La mayoría de normativas permite representar la ecuación constitutiva mediante la fórmula de Ramberg-Osgood (Ec. (1)), con el fin de obtener una expresión analítica de dicha ecuación.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} + \varepsilon_{py} \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^n \quad (1)$$

El valor de f_y es la tensión correspondiente al 0,2% de la deformación remanente, tensión ésta que se entiende como

Tabla 2. Dimensiones de las probetas ensayadas y propiedades mecánicas de los aceros inoxidables utilizados en los ensayos

| Probeta ensayada | Tipo de acero | Ancho (mm) | Área (mm ²) | Long. (mm) | Espesor (mm) | f_y (N/mm ²) | E (kN/mm ²) | σ_{max} (N/mm ²) |
|------------------|---------------|------------|-------------------------|------------|--------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------------|
| SHS 80x80 | 304 | 12.54 | 35.75 | 50 | 2.85 | 422 | 165.57 | 658 |
| RHS 80x120 | 304 | 12.57 | 46.13 | 50 | 3.67 | 442 | 161.16 | 661 |
| H 100x100 | 304L | 12.51 | 97.98 | 50 | 7.83 | 414 | 160.11 | 605 |

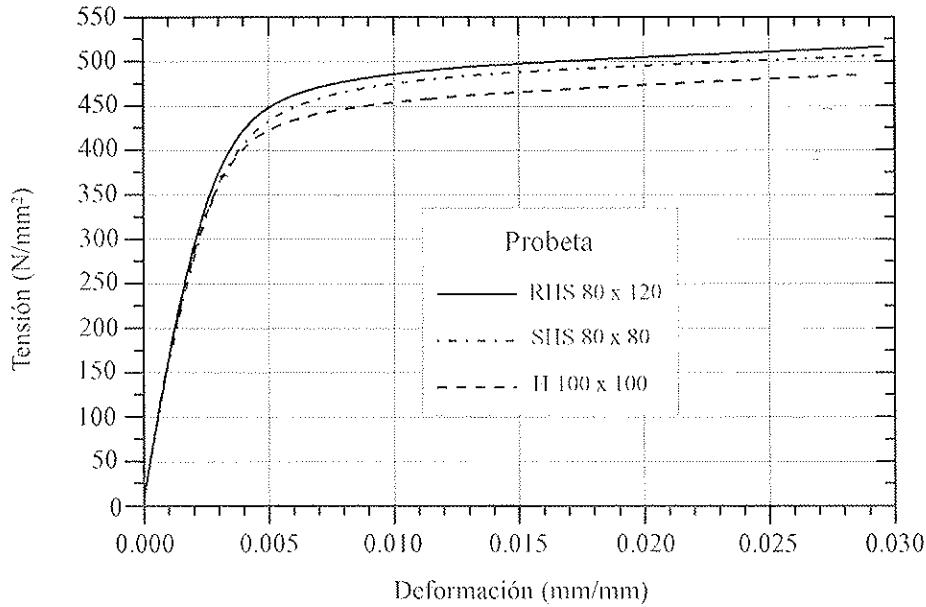


Figura 2. Curva tensión-deformación para las probetas ensayadas.

límite elástico convencional, dado que no existe un claro escalón de cedencia en la curva tensión-deformación del acero inoxidable.

Como ejemplo, la Figura 3 muestra la curva tensión-deformación obtenida del ensayo de la probeta del perfil de sección cuadrada SHS 80x80 (Ensayo SHS 80x80) y la curva obtenida con la fórmula de Ramberg-Osgood propuesta por Eurocódigo 3, Parte 1-4 [8] para productos planos (EC3, P1-4), así como la curva obtenida ajustando los valores de la fórmula de Ramberg-Osgood a los resultados experimentales (R-O Experimental).

Como puede verse en la figura la correlación entre la curva tensión-deformación experimental y la fórmula de Ramberg-Osgood con los coeficientes ajustados de los resultados experimentales es buena para niveles de tensión inferiores al límite elástico (f_y). Sin embargo, no es tan buena para niveles de tensión mayores y es por ello por lo que, para este estudio, se ha obtenido una nueva fórmula (Ec. (2)), basada en la misma expresión de Ramberg-Osgood (Ec. (1)), para analizar el comportamiento a flexión de vigas de acero inoxidable cuando éstas se ven sometidas a tensiones normales superiores al límite elástico.

En el caso de que la tensión (σ) sea menor o igual al límite elástico (f_y), en el estudio se utiliza la fórmula de Ramberg-Osgood (Ec. (1)), ajustando los coeficientes n a los resultados experimentales obtenidos para las tres secciones de acero inoxidable analizadas ($n = 4.80$ para SHS 80 x 80, $n = 6.16$ para RHS 80x120 y $n = 6.37$ para H 100 x 100). El valor de la constante n se ha calculado ajustando la fórmula a la curva experimental para un valor del 0.05% de la deformación plástica. Se ha observado que, en este caso, usando dicho valor, en lugar del usual 0.01% propuesto por ANSI/ASCE-8.90, se obtiene una mejor aproximación de la fórmula a la curva experimental.

Para tensiones superiores al límite elástico, la relación $\sigma-\varepsilon$ utilizada en el estudio es una expresión modificada de la fórmula de Ramberg-Osgood, basada en una traslación de los ejes de la fórmula original al punto de la curva correspondiente al límite elástico (Ec. (2)).

$$\varepsilon = \frac{(\sigma - f_y)}{E_{0.2}} + \varepsilon_{pn} \left(\frac{\sigma - f_y}{\sigma_u - f_y} \right)^n + \varepsilon_{tr} \quad (2)$$

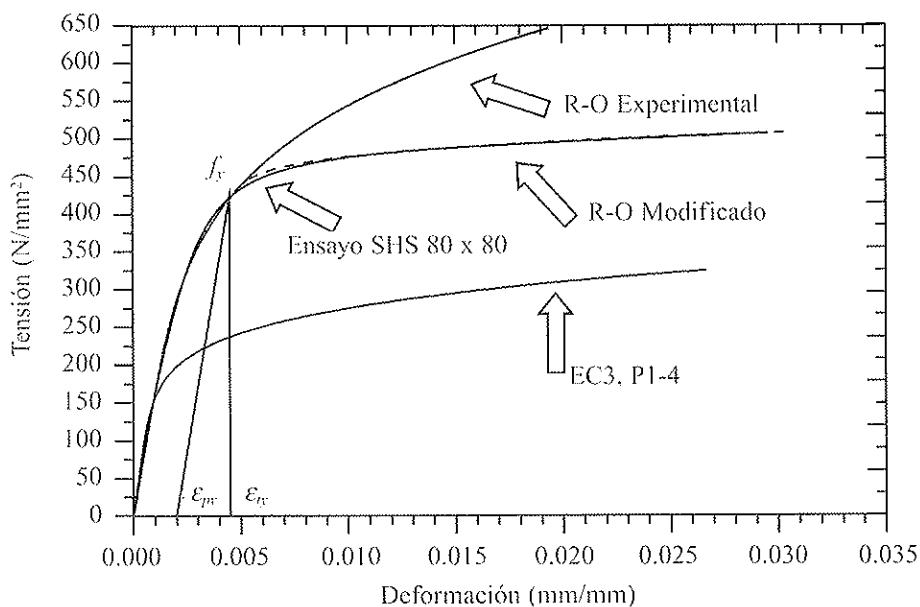


Figura 3. Curvas tensión-deformación para el acero inoxidable de la probeta SHS 80x80.

Por lo tanto, existe un paralelismo entre las expresiones (1) y (2). En la ecuación (2), ε_{pu} es la deformación plástica de la tensión última, ε_{tr} y $E_{0,2}$ representan la deformación total y el módulo de elasticidad tangente, respectivamente, para el punto de la curva correspondiente a una deformación plástica remanente del 0.2%. En este caso el valor de n se ajusta a los resultados experimentales de las tres secciones analizadas ($n = 3.83$ para SHS 80x80, $n = 3.40$ para RHS 80 x 120 y $n = 2.98$ para H 100 x 100), para niveles de tensión superiores al límite elástico.

En la Figura 3 se muestra también la curva resultante de aplicar esta modificación de la fórmula de Ramberg-Osgood (R-O Modificado), y se aprecia la buena correlación que presenta con los resultados experimentales.

2.3. Clasificación de las secciones

La capacidad resistente de una sección depende de la capacidad de cada uno de los elementos que la constituyen. Los elementos estructurales pueden verse afectados por el fenómeno de la abolladura que reduce su capacidad resistente. Los elementos comprimidos de una sección transversal se clasifican en Clase 1, 2 o 3 en función de unas limitaciones especificadas en Eurocódigo 3, Parte 1-4 [8] y aquellos elementos comprimidos que no verifican los criterios de Clase 3 se clasifican como Clase 4. Considerando estas limitaciones, es posible clasificar las secciones transversales de las vigas ensayadas, resultando las alas de las secciones SHS 80 x 80 y RHS 80 x 120 de Clase 4, con lo que será necesario tener en cuenta los efectos de la abolladura local (sección eficaz) para calcular las flechas en vigas de acero inoxidable. Todos los demás elementos son de Clase 1.

Es muy importante destacar que el valor del límite elástico f_y influye significativamente en los límites usados para la clasificación de las secciones. Las especificaciones de diseño

deberían proporcionar una clara explicación de cuál debe ser el límite elástico a considerar, en función del tipo de acero inoxidable, el tipo de material y su proceso de fabricación (laminado en caliente, laminado en frío) y la forma del elemento estructural (láminas y placas, o secciones conformadas por deformación plástica en frío).

2.4. Instrumentación de las vigas

Una adecuada instrumentación permitirá conocer el estado tensional de las vigas ensayadas con suficiente precisión. Dicha instrumentación consiste en una serie de transductores lineales de desplazamiento y una serie de galgas extensométricas unidireccionales que permiten conocer las flechas y las deformaciones en diferentes secciones transversales de las vigas. Se colocan, además, células de carga en las secciones de apoyo de las vigas continuas para conocer las reacciones y controlar posibles desviaciones de la introducción de la carga durante el ensayo. En la Figura 4 se presenta, a modo de ejemplo, la viga continua de acero inoxidable SHS 80x80c y su instrumentación.

La Figura 5 muestra un esquema de la localización de los transductores de desplazamiento, las galgas extensométricas y las células de carga de las vigas ensayadas.

En las vigas biapoyadas se disponen tres transductores de desplazamiento, uno en centro de luz, bajo la aplicación de la carga, y los otros dos en las secciones a $l/4$. En las vigas continuas se colocan también tres transductores, uno en centro de luz de un vano y los otros dos bajo las dos cargas aplicadas. En las vigas biapoyadas se disponen galgas en las tres secciones más representativas del comportamiento de la viga: la sección central, que será donde tendremos tensiones mayores, y las dos secciones a $l/4$ para controlar la simetría del ensayo. Las vigas continuas se instrumentan en una de las secciones de aplicación de la carga y en la sección del apoyo intermedio.

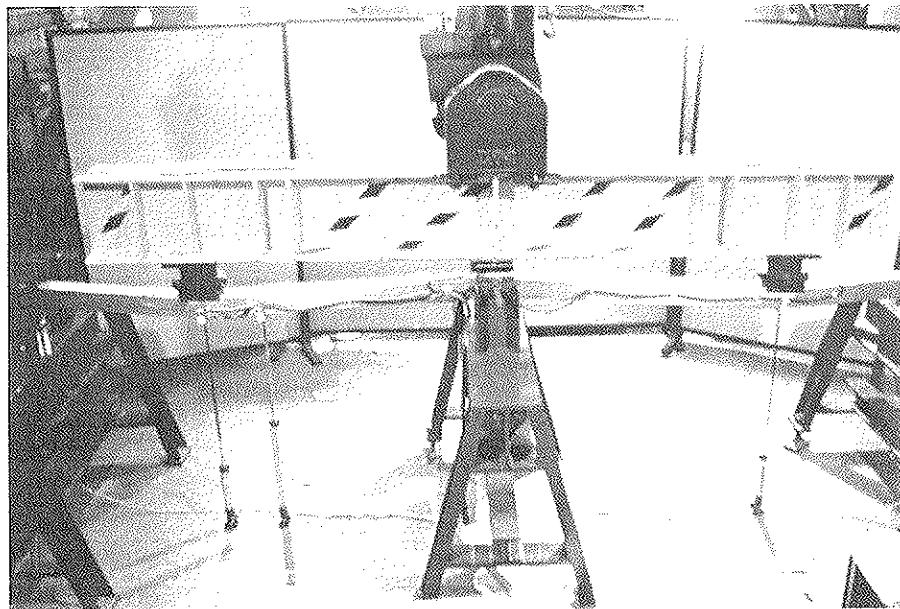


Figura 4. Vista de la viga de acero inoxidable ensayada SHS 80x80c.

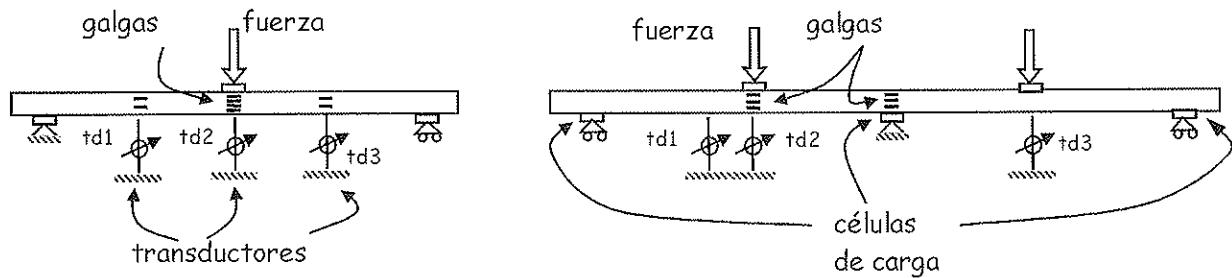


Figura 5. Esquema de instrumentación de las vigas ensayadas.

Las mismas secciones transversales se instrumentan con galgas extensométricas. En la Figura 6 se muestra una imagen de las galgas colocadas en la sección de centro luz para la viga biapoyada de acero inoxidable RHS 80x120.

Los ensayos se llevaron a cabo utilizando un actuador acoplado a un pórtico de carga mediante una rótula tridimensional. El pistón tiene una capacidad máxima de carga estática de 1000 kN y está gobernado por un servocontrol analógico que permite la programación del proceso de carga mediante la introducción de sucesivas rampas de carga. Básicamente existen dos maneras de gobernar la prensa; una controlando la posición del pistón y otra controlando la carga aplicada. En este caso se ha utilizado el control de desplazamiento, que fija la posición del pistón a partir de una velocidad de desplazamiento independiente de la carga. Este método permite recoger experimentalmente fenómenos plásticos y roturas dúctiles.

Todos los datos generados durante los ensayos (instrumentación de las vigas, carga y posición del pistón de la prensa) son recogidos por un ordenador personal para su posterior análisis, mediante el pertinente sistema de adquisición de datos, para su posterior análisis.

En referencia a los aparatos de apoyo, se utiliza para las vigas biapoyadas un apoyo fijo y otro móvil, y para las vigas

continuas, dos aparatos de apoyo móviles en los extremos y uno fijo en el centro, asegurando así la simetría. Para conseguir una estabilidad suficiente, se dispone todo el conjunto (vigas-soportes-células) sobre unos caballetes regulables. Sobre estos caballetes, se sueldan soportes de horquilla que ofrecen una coacción lateral, evitando así el giro de las vigas alrededor de su propio eje y reduciendo la posibilidad de inestabilidad por pandeo lateral en las vigas con sección transversal en H. En la Figura 7 puede verse un detalle del sistema de apoyo descrito.

3. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

En este apartado se presentan algunos de los numerosos resultados experimentales que se obtuvieron durante la campaña de ensayos. Toda la información relativa a dichos ensayos puede encontrarse en Mirambell *et al.* [14].

3.1. Transductores de desplazamiento

Las flechas experimentales se miden con transductores lineales de desplazamiento en todas las vigas ensayadas y se com-

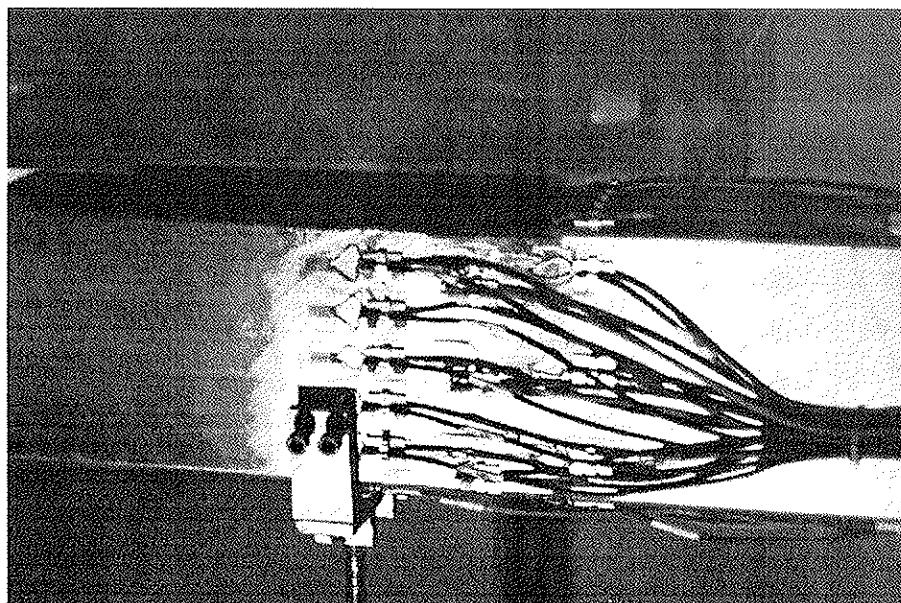


Figura 6. Galgas colocadas en la sección de centro luz para la viga de acero inoxidable RHS 80 x 120.

paran con las flechas calculadas según los métodos propuestos por Eurocódigo 3, Parte 1-4 [8] y con las flechas obtenidas a partir de un modelo numérico basado en el método de los elementos finitos.

La Figura 8 muestra las curvas carga-desplazamiento obtenidas experimentalmente en los transductores 1 y 3 (td1 1 y td3) situados a $l/4$ y en el transductor 2 (td2) situado en centro luz para la viga biapoyada SHS 80 x 80. En esta figura, la recta horizontal (límite elástico) marca el valor de la carga para el cual la tensión en la fibra más solicitada alcanza el valor del límite elástico.

Del análisis de estas curvas experimentales pueden extraerse algunas conclusiones parciales. Al principio del ensayo, la no linealidad del material no es tan significativa como al final

del mismo, en situación de rotura. Por otra parte, se ha procedido a un proceso de carga y descarga durante el ensayo, observándose que el comportamiento a flexión de la viga durante este proceso es perfectamente lineal, siendo la pendiente de dicha rama prácticamente igual a la pendiente inicial de la curva carga-desplazamiento.

Lógicamente, los resultados experimentales recogen, de forma implícita, la influencia de la no linealidad del diagrama tensión-deformación del acero inoxidable y de la reducción de sección transversal (sección eficaz) debida a los efectos de la abolladura local.

Según Eurocódigo 3, Parte 1-4 [8], para el cálculo de flechas en vigas de acero inoxidable, deben tenerse en cuenta los efectos de la no linealidad de la ecuación constitutiva del

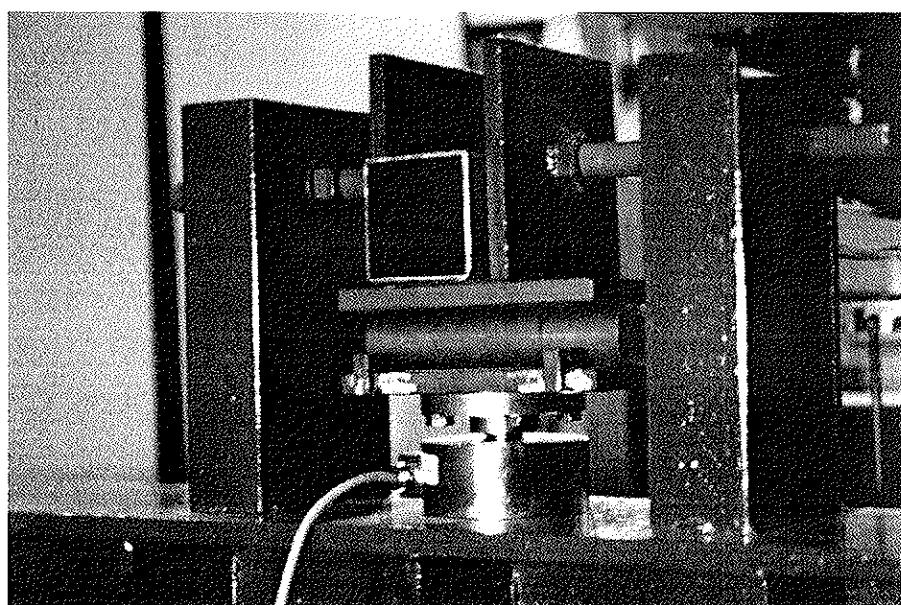


Figura 7. Aparato de apoyo móvil, apoyo de horquilla y célula de carga.



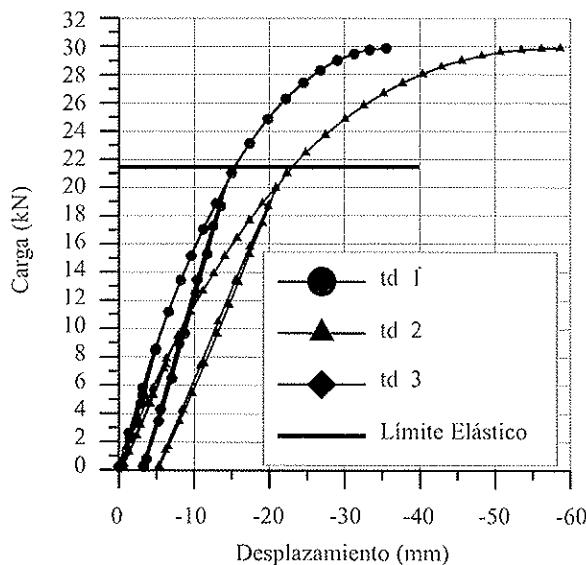


Figura 8. Curvas carga-desplazamiento en los transductores de la viga biapoyada SHS 80 x 80.

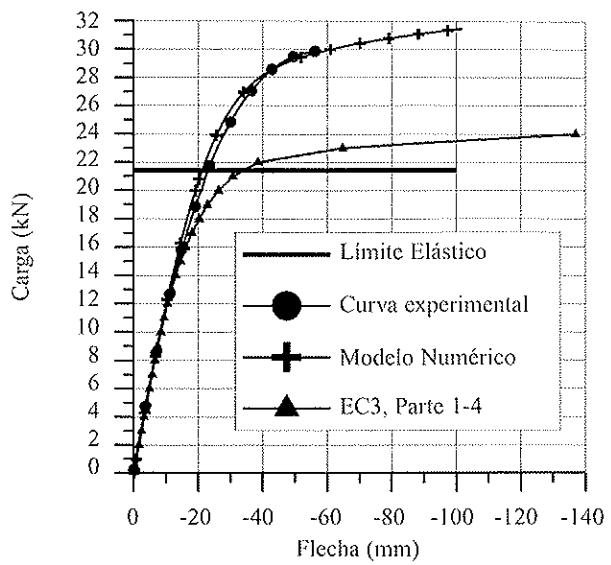


Figura 9. Curvas carga-flecha para la viga biapoyada SHS 80 x 80.

acero inoxidable y la sección transversal eficaz. Las flechas se calculan utilizando el módulo de elasticidad secante determinado a partir de las máximas tensiones de tracción y compresión en el elemento estudiado bajo la combinación de acciones relevante en el estado límite de servicio. Como simplificación, Eurocódigo permite despreciar la variación de dicho módulo de elasticidad a lo largo del elemento y usar el mínimo valor de E_s , correspondiente a la sección de máxima tensión. Así, el cálculo de la flecha de una viga biapoyada sometida exclusivamente a una carga puntual en centro vano se realizaría de la siguiente manera:

$$P \Rightarrow M = \frac{PL}{4} \Rightarrow \sigma = \frac{M}{W} \Rightarrow E_c \times (I) \Rightarrow \varepsilon$$

$$\Rightarrow \varepsilon \Rightarrow E_s = \frac{\sigma}{\varepsilon} \Rightarrow f = \frac{Pl^3}{48E_s I}$$

Tal y como ya se ha comentado anteriormente, en este estudio se ha utilizado un código de análisis estructural (Abaqus) basado en el método de los elementos finitos (Hibbit *et al.*, [15]). El modelo numérico considera la ecuación constitutiva real del material, obtenida a partir de la información proporcionada por el fabricante, con lo que se determinan las flechas considerando los efectos de la no linealidad del material. Las vigas ensayadas se modelizan con elementos finitos tipo viga, no considerando por tanto en el modelo numérico los efectos de la abolladura.

A continuación se presentan los resultados del análisis comparativo de flechas para las vigas biapoyadas SHS 80x80 (Figura 9), H100x100 (Figura 10) y la viga continua RHS 120x80 (Figura 11).

En las Figuras 9 y 11 puede observarse que los resultados del modelo numérico se ajustan bastante bien a los resultados experimentales, aunque existen pequeñas diferencias debidas al hecho de que el elemento finito usado para el análisis numérico es un elemento tipo viga, que no considera los efectos de la abolladura local. Esta diferencia no se aprecia en el

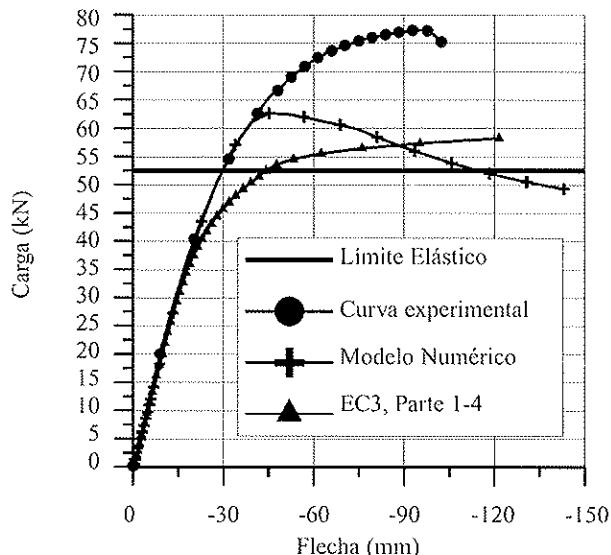


Figura 10. Curvas carga-flecha para la viga biapoyada H 100 x 100.

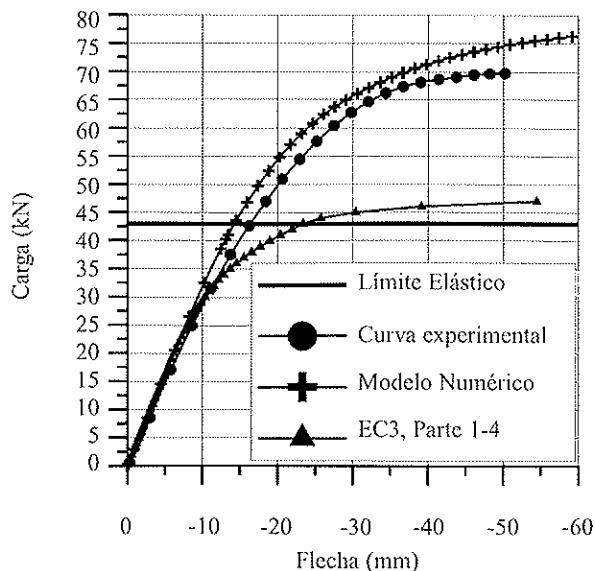


Figura 11. Curvas carga-flecha para la viga continua RHS 80 x 120.

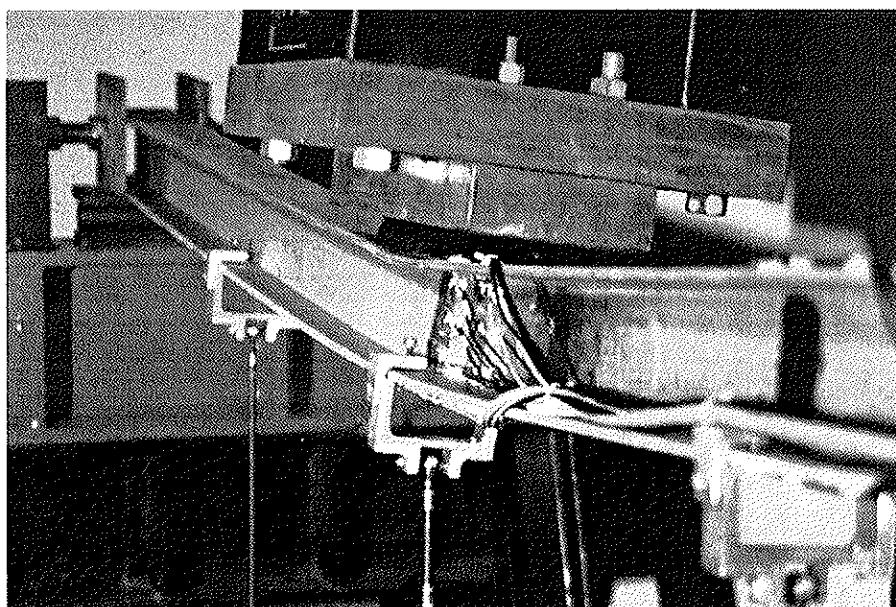


Figura 12. Pando lateral.

perfil en H dado que no aparecen fenómenos de inestabilidad local (Figura 10).

En este caso, para las vigas con sección transversal en doble T, cabe señalar que el agotamiento de las piezas en los experimentos fue debido a pando lateral. El modelo numérico también predecía dicha forma de colapso. No obstante, se apreció una diferencia entre los valores de la carga para los cuales la pieza colapsaba experimentalmente y según el modelo numérico. Dicha diferencia es debida a que las condiciones reales del ensayo (viga, apoyos y pistón) ofrecían una coacción mayor al pando lateral que la considerada en el modelo numérico. En la Figura 12 se presenta una fotografía de una de las vigas ensayadas después de que ocurriera el pando lateral.

En relación a los resultados obtenidos a partir de Eurocódigo 3, Parte 1-4 [8], puede destacarse que las curvas carga-flecha (curvas EC3 de las Figuras 9, 10 y 11), obtenidas utilizando el mínimo valor del módulo de elasticidad secante, son parecidas a las curvas de resultados experimentales hasta un valor del 60% de la carga para la cual la tensión en la fibra más cargada alcanza el valor del límite elástico. Para niveles de carga cercanos a dicho valor, las diferencias entre las flechas obtenidas mediante este método y las experimentales pueden ser significativas, pudiendo llegar a valores de hasta el 50% en las vigas biapoyadas y cercanos al 80% en las vigas continuas de dos vanos. Esta diferencia es debida a que la formulación de Eurocódigo 3 no considera la variación del módulo de elasticidad a lo largo de la viga ni a través de su sección transversal, y es más acusada en las vigas continuas de dos vanos ya que existe una redistribución de esfuerzos localizada fundamentalmente en las zonas de apoyos intermedios. Una información más detallada sobre el análisis de todos los resultados de flechas obtenidos en las vigas biapoyadas y continuas puede encontrarse en Mirambell y Real [16].

3.2. Galgas extensométricas

Analizando la información que proporcionan las galgas extensométricas es posible estudiar el comportamiento del

acero inoxidable en compresión y en tracción y los efectos de la abolladura local (sección eficaz). Las curvas carga-deformación obtenidas de las galgas situadas en el alma de la sección centro luz para la viga biapoyada RHS 80x120 se presentan en la Figura 13.

El análisis de estas curvas experimentales permite observar, al igual que en las curvas carga-desplazamiento, los efectos de la no linealidad del material durante el proceso de carga hasta rotura y la respuesta lineal de la estructura durante los procesos de carga y descarga llevado a cabo durante el ensayo.

Con el fin de analizar el comportamiento a flexión de la viga y obtener la respuesta deformacional de la sección transversal (deformación plana), algunas de las vigas ensayadas se instrumentaron con suficientes galgas a lo largo del alma. La Figura 14 muestra la información proporcionada por las cinco galgas situadas en ésta, en la sección de centro de luz de una de las dos vigas biapoyadas RHS 80x120 ensayadas.

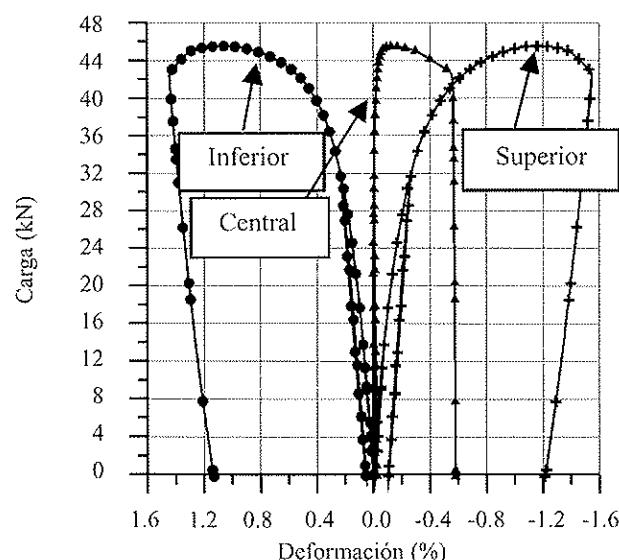


Figura 13. Curvas carga-deformación obtenidas para las tres galgas de la primera viga RHS 80 x 120.

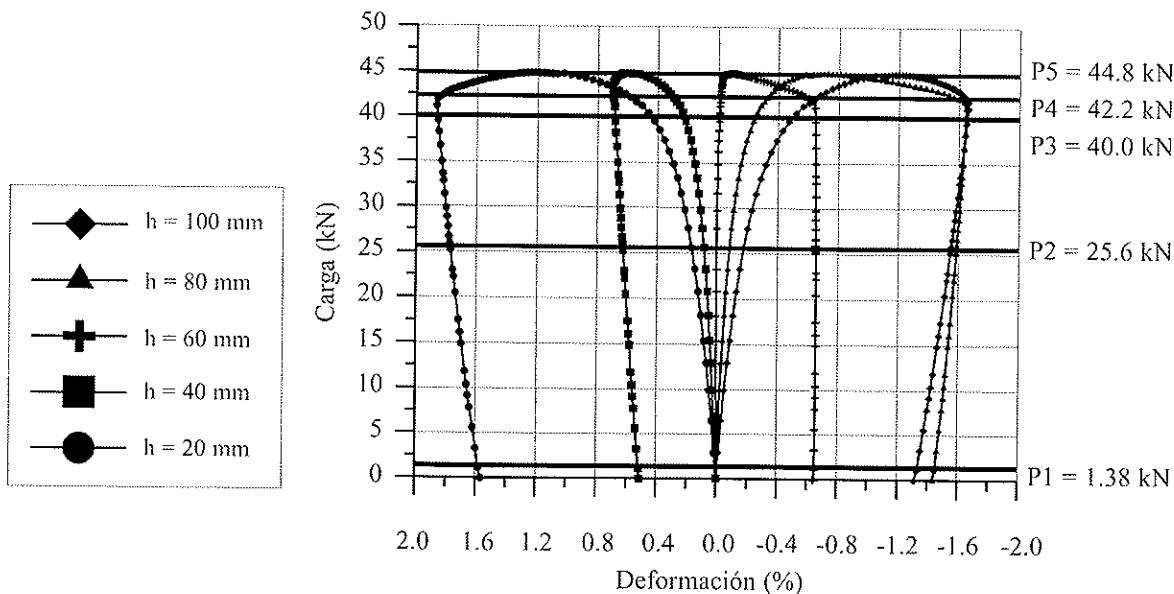


Figura 14. Curvas carga-deformación obtenidas para las cinco galgas de la segunda viga RHS 80 x 120.

Con el objeto de poder analizar de una forma más cómoda y sencilla la respuesta tenso-deformacional de la estructura, la Figura 15 muestra las distribuciones de deformación a lo largo de la sección transversal para diferentes valores de la carga, así como sus correspondientes distribuciones de tensiones.

Desde el inicio del ensayo hasta niveles de carga cercanos a $P_2 = 40.0$ kN, a medida que va aumentando la carga se hacen más evidentes los efectos de la abolladura del ala comprimida con la consiguiente pérdida de sección eficaz, el descenso del eje neutro de la sección y la consecuente redistribución de tensiones. Para estos niveles de carga, la deformación de la sección transversal es plana y la distribución de tensiones es no lineal, debido a la ecuación constitutiva del acero inoxida-

ble. Por último, puede observarse que, para niveles de carga cercanos a rotura (mayores que 40.0 kN) los efectos de la abolladura y los efectos locales de la introducción de las cargas y reacciones son más relevantes, dando lugar a deformaciones no planas de la sección transversal y a distribuciones de tensiones claramente no lineales.

CONCLUSIONES

Se ha presentado un estudio experimental del comportamiento a flexión de vigas de acero inoxidable, ensayándose una serie de doce vigas biapoyadas y continuas de dos vanos de acero inoxidable. La información obtenida de los transduc-

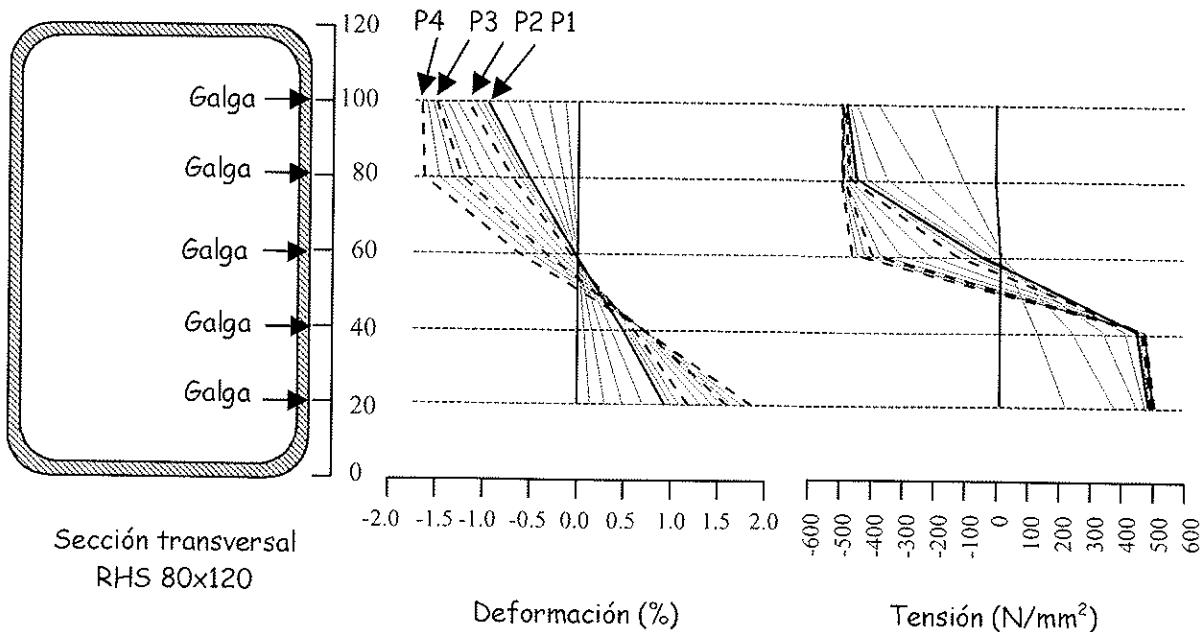


Figura 15. Distribuciones de deformaciones y tensiones a través de la sección transversal en centro luz de la viga RHS 80x120.

tores de desplazamiento y de las galgas permite extraer conclusiones relativas a la respuesta estructural de piezas de acero inoxidable sometidas a flexión simple.

Durante los ensayos se evidencia la respuesta no lineal de las estructuras de acero inoxidable, especialmente en aquellas situaciones en donde las estructuras se ven sometidas a tensiones próximas o superiores al límite elástico.

Los resultados experimentales también evidencian la pérdida de sección eficaz en cuanto aparecen fenómenos de abolladura local. Por otra parte, se observa que el comportamiento a flexión de las vigas bajo los ciclos de carga y descarga realizados durante los ensayos es lineal.

Los resultados experimentales se han comparado con resultados derivados de un modelo numérico que tiene en cuenta la no linealidad del material y con los resultados derivados de la aplicación de Eurocódigo 3, Parte 1-4 [8]. Puede concluirse que el modelo numérico proporciona una muy buena aproximación al comportamiento de las vigas de acero inoxidable, aunque en general subestima las flechas. Ello es debido a que en el modelo numérico se han utilizado elementos tipo viga y, por tanto, no se consideran los efectos de la abolladura local.

La aplicación del método simplificado de Eurocódigo 3, Parte 1-4 [8], que considera un único valor del módulo de elasticidad secante a lo largo de todo el elemento, es recomendable para calcular flechas hasta valores de carga cercanos al 60% de la carga para la cual la tensión en la fibra más solicitada alcanza el valor del límite elástico. Sin embargo, para cargas superiores tiende a sobreestimar las flechas, dando lugar a un dimensionamiento frente al estado límite de servicio de deformaciones conservador. En cualquier caso, es deseable definir criterios de decisión en torno a cuál debe ser el módulo de elasticidad a considerar de manera que reproduzca el comportamiento global de la estructura, especialmente en vigas continuas, en las que pueden existir diferencias significativas entre los valores absolutos de los máximos momentos positivos y los máximos negativos.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se enmarca dentro del Proyecto de Investigación PB95-0772 titulado "Estudio teórico y experimental de inestabilidad de estructuras de acero inoxidable. Criterios de diseño y aplicaciones estructurales" subvencionado por la Dirección General de Enseñanza Superior del Ministerio de Educación y Cultura. Asimismo, se agradece a Inoxcenter su colaboración aportando el material necesario para los ensayos experimentales y al Laboratorio Metalúrgico de Acerinox la ejecución de los ensayos de caracterización del material.

REFERENCIAS

- 1) Johnson, A. L. and Winter, G. *Behaviour of Stainless Steel Columns and Beams*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 92, ST5, (1966), pp. 97-118.
- 2) Wang, S.T., Errera, S. J. and Winter, G. *Behaviour of Cold-Rolled Stainless Steel Members*. Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 101, ST11, (1975), 2337-2357.
- 3) American Iron and Steel Institute AISI. *Specification for the Design of Cold-formed Stainless Steel Structural Members*. Washington, DC, (1974).
- 4) Lin, S-H., Yu, W-W. and Galambos, T.V. *ASCE LRFD Method for Stainless Steel Structures*. Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 4, (1992), pp. 1056-1070.
- 5) van der Merwe, P. and van den Berg, G.J. *Criteria for the Design of Stainless Steel Structures*. Collected Papers of the Chromium Steels Research Group. Volume 1. (1992), pp. 191-203. Rand Afrikaans University.
- 6) Rasmussen, K.J.R. and Hancock, G.J. *Design of Cold-formed Stainless Steel Tubular Members. II: Beams*. Journal of the Structural Engineering. ASCE, Vol. 119, No. 8, (1993), pp. 2368-2386.
- 7) American Society of Civil Engineers. ANSI/ASCE-8-90. *Specification for the Design of Cold-formed Stainless Steel Structural Members*. New York, NY, (1991).
- 8) European Committee for Standardisation. *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-4: General rules- Supplementary Rules for Stainless Steel*, ENV-1993-1-4, (1996). Brussels.
- 9) Burgan, B. A. *Concise Guide to the Structural Design of Stainless Steel*. The Steel Construction Institute, (1993), Ascot, UK, 2nd edition.
- 10) British Standards Institution. *The Structural Use of Steelwork in Building, BS5950 Part 1: Code of Practice for Design in Simple and Continuous Construction*. (1990). London.
- 11) European Stainless Steel Development Group. *Euroinox. Design Manual for Structural Stainless Steel*. Nickel Development Institute, (1994), Toronto, Canada.
- 12) Burgan, B.A. and Baddoo, N.R. *Design guidance on the use of stainless steel in construction*. International Congress Stainless Steel'99, Science and Market. Proceedings. Vol. 1, (1999), pp. 175-184.
- 13) American Society for Testing and Materials. *Standard Practice for Numbering Metals and Alloys (UNS)*, E527, (1990), Philadelphia.
- 14) Mirambell, E., Real, E., Arnedo, A. y Albareda, J. *Estudio experimental del comportamiento de vigas de acero inoxidable sometidas a flexión* (en catalán). Publicaciones del Departamento de Ingeniería de la Construcción. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Catalunya. (1998).
- 15) Hibbit, Karlsson and Sorensen Inc. *ABAQUS/Standard, Version 5.6. Users Manual*, Rhode Island, USA. (1996).
- 16) Mirambell, E. and Real, E. *On the Calculation of Deflections in Structural Stainless Steel Beams: An Experimental and Numerical Investigation*. Journal of Constructional Steel Research. Vol 54, 109-133. (2000).

EL PREMIO ITALIANO A LAS "GRANDES PERSONALIDADES DE LA INGENIERÍA EUROPEA" CONCEDIDO AL PROF. J. CALAVERA



La Asociación Italiana de la Prefabricación (CTE) ha otorgado el Premio a las "Grandes Personalidades de la Ingeniería Europea" al Profesor José Calavera. El Premio le fue entregado en la Sesión de Clausura del Congreso de la Asociación, celebrado en Pisa el pasado mes de noviembre, y en el que el Profesor Calavera fue invitado a pronunciar una conferencia sobre "Eduardo Torroja, pensamiento y obra".

José Calavera es Catedrático de Edificación y Prefabricación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de Madrid, y Presidente del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC).

Desde estas páginas queremos hacer llegar la más cordial de las felicitaciones al Presidente de **ache**.

Fisuración longitudinal de elementos pretensados durante la transferencia de la fuerza de pretensado: II. Modelización numérica

***Splitting action of the prestressing wire during the transfer of the pretensioning force:
II. Numerical modelling***

Bahaa Sharaf Tork

Dr. Ingeniero de Caminos



David Ángel Cendrón Franco

Ingeniero de Caminos



Jaime Carlos Gálvez Ruiz y Jaime Planas Rosselló

Dres. Ingenieros de Caminos

RESUMEN

La adherencia entre el alambre y el hormigón es fundamental para la transmisión de tensiones entre los dos materiales en el hormigón pretensado. La adherencia es debida a: la adhesión química, la fricción y –en el caso de alambres grafilados- el apoyo de los resaltos del alambre sobre el hormigón. La componente radial de la fuerza creada por el apoyo de la grafila genera un anillo de tracciones en el hormigón que rodea el alambre. La acción de cuña generada por la grafila es aumentada por el efecto Poisson al destesarse el alambre. El efecto combinado mejora la adherencia pero puede fisurar el hormigón en la dirección de la armadura. Esta fisuración provoca la pérdida de confinamiento del alambre y disminuye la adherencia entre el alambre y el hormigón. El problema es peligroso si además la fisura no se aprecia a simple vista. Se presenta un método numérico para estudiar la adherencia-deslizamiento entre el alambre y el hormigón contemplando el posible agrietamiento del hormigón alrededor del alambre. El modelo se basa en la formulación elastoplástica y emplea la plasticidad no asociada para modelar la adherencia. El modelo de la fisura cohesiva es usado para reproducir la fisuración del hormigón alrededor del alambre. El modelo predice correctamente los resultados experimentales de probetas pretensadas, con varias profundidades de grafila. El modelo emplea parámetros con pleno significado físico, medibles experimentalmente.

SUMMARY

The bond between wires and concrete is a fundamental feature to get the transmission of stresses between the two mate-

rials in prestressed concrete. The bond is provided by chemical adhesion, friction and –in case of indented wires- mechanical interlock between the indented wire and the surrounding concrete. The radial component of the bearing force, exerted by the wire indentations, creates a ring tension in the concrete surrounding the wire. The wedging action generated by the indentations is magnified by the Poisson's effect. This combined effect improves the bond, but it may split the concrete. The splitting of the concrete leads to the loss of confinement of the wire and diminishes the bond between the wire and the concrete. This aspect is very dangerous if splitting exists but they can not be seen by the naked eye. A novel numerical procedure has been developed to model the bond-slip which takes into account the cracking in the concrete surrounding the steel bar. The procedure is based in the elastoplastic formulation and it uses the non associated computational plasticity to modelling the bond behavior. The splitting process is simulated by the cohesive crack model. The numerical procedure accurately reproduces the experimental data of prestressed specimens. The model uses parameters with fully physical meaning, which can be experimentally measured.

1. INTRODUCCIÓN

En el hormigón pretensado la adherencia entre la armadura activa y el hormigón es indispensable para garantizar el correcto funcionamiento del elemento pretensado. En los elementos pretensados con alambres grafilados, como es el caso de viguetas y losas alveolares prefabricadas, los mecanismos



que contribuyen a la adherencia armadura-hormigón son [1]: la adhesión química, el rozamiento y el apoyo de los resaltos geométricos del acero sobre el hormigón. Además, aparece un doble fenómeno, conocido como efecto Hoyer, que consiste en: 1) al transferir la fuerza de pretensado el acero aumenta su diámetro por efecto Poisson y, 2) al intentar deslizar el acero, los resaltos geométricos provocan la compresión del hormigón en la dirección radial (Figura 1) [2]. Este efecto es beneficioso para la adherencia porque aumenta el rozamiento entre la armadura y el hormigón, pero provoca un anillo de tracciones circunferenciales en el hormigón que puede producir el agrietamiento longitudinal del elemento en la dirección de la armadura (Figura 2). El agrietamiento disminuye el confinamiento del alambre, provocando la disminución de la adherencia entre el alambre y el hormigón en la zona fisurada, lo que aumenta la *longitud de transmisión* de la fuerza de pretensado. Además, la grieta puede existir y no ser apreciada a simple vista. Por todo ello la longitud de transmisión es difícil de evaluar y la normativa actual se basa en fórmulas empíricas [3], siendo muy conveniente disponer de modelos de cálculo de la adherencia hormigón-acero que contemplen la posible fisuración del hormigón.

Para mejorar la adherencia de elementos pretensados prefabricados ordinariamente se actúa sobre dos variables: 1) la calidad del hormigón, generalmente establecida en términos de resistencia a compresión y, 2) la profundidad de la grafila. Habitualmente un hormigón de mayor resistencia a compresión mejora la adherencia, pero el agrietamiento del hormigón es gobernado por la resistencia a tracción y ésta no crece a la misma velocidad que la resistencia a compresión; además, generalmente los hormigones de alta resistencia son más frágiles. Una mayor profundidad de grafila mejora la adherencia y por tanto conduce a una menor longitud de transmisión. No obstante, una menor longitud de transmisión genera un anillo de tracciones más fuerte que puede agrietar el hormigón. Lógicamente, la menor longitud de transmisión viene dada por una solución de compromiso de estas variables, alcanzada tras diversas pruebas. Los elementos en los que se concentra mucha armadura en un plano, como son las losas alveolares (la armadura se concentra en los nervios) o las viguetas muy armadas, son los más delicados y, cuando se agrietan, son fuente de conflictos entre el prefabricador, responsable del hormigón, y el suministrador del alambre, responsable de la grafila. El modelo que se presenta en este trabajo pretende arrojar luz sobre este particular.

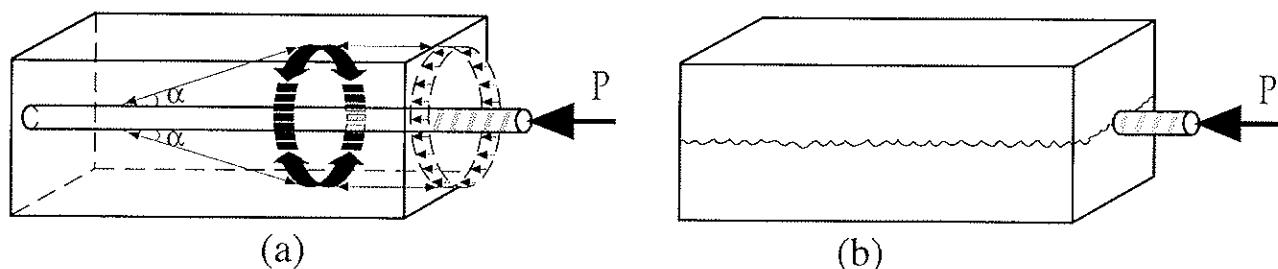
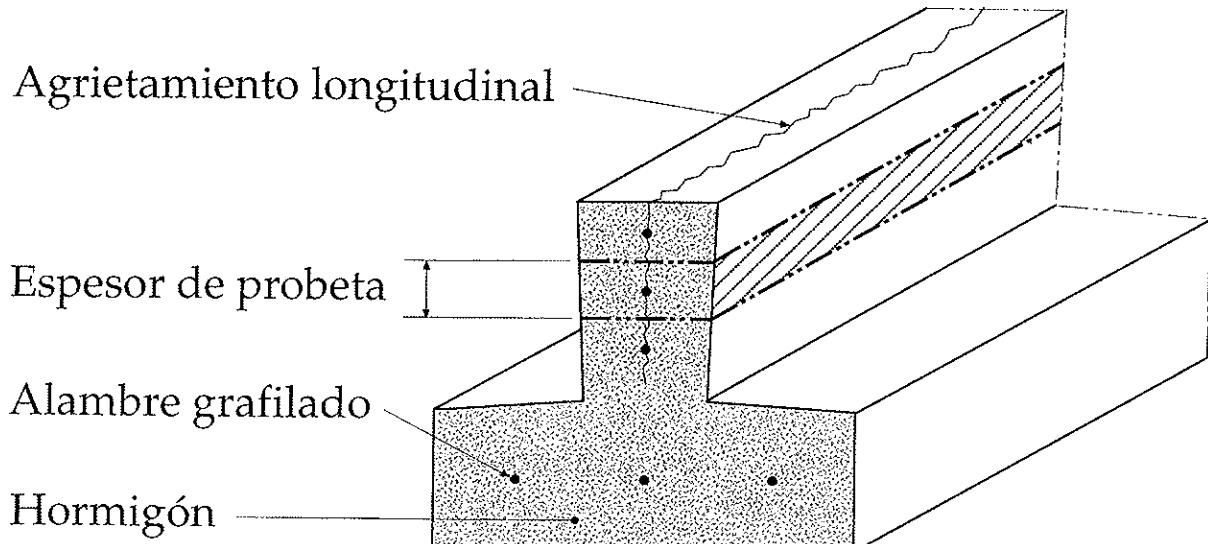


Figura 1. Agrietamiento longitudinal de una pieza de hormigón pretensado al realizar la transferencia de la fuerza de pretensado: (a) anillo de tracciones [2], (b) fisuración longitudinal.



Vigueta de hormigón pretensado

Figura 2. Vigueta de hormigón pretensado fisurada en la dirección longitudinal. Se indica la fracción de vigueta que fue reproducida en los ensayos de la refa [4].

Recientemente los autores han presentado en esta Revista [4] los resultados experimentales de un programa de ensayos encaminado a conocer con más detalle los mecanismos de la adherencia hormigón-acero y su relación con la fisuración longitudinal del hormigón. Se han ensayado probetas de hormigón pretensado combinando tres profundidades de grafila y tres recubrimientos del alambre. Estos resultados experimentales son empleados para verificar y validar el modelo que ahora se presenta. El modelo tiene como principales ventajas: 1) los parámetros que emplea tienen pleno sentido físico y se miden mediante ensayos independientes y, 2) se puede incorporar en programas de elementos finitos comerciales.

2. MODELOS DE ADHERENCIA-DESLIZAMIENTO

En este apartado se presentan los principales modelos analíticos de adherencia-deslizamiento actualmente disponibles.

2.1. Modelos analíticos de adherencia-deslizamiento

Ajustan por tramos las curvas tensión tangencial-deslizamiento de la barra obtenidas experimentalmente para distintas combinaciones de calidades de hormigón y geometrías de la barra. A nuestro entender el modelo más completo ha sido desarrollado por Tassios [5]. Este modelo aproxima la curva tensión de adherencia-deslizamiento mediante una poligonal formada por cinco segmentos lineales, como muestra la Figura 3. Formulaciones similares han sido desarrolladas por otros autores [6 a 9] y adoptada por el Código Modelo [10]. No obstante se hecha en falta un trabajo experimental exhaustivo con el fin de acotar el conjunto de parámetros necesarios que describan satisfactoriamente un caso general de solicitación.

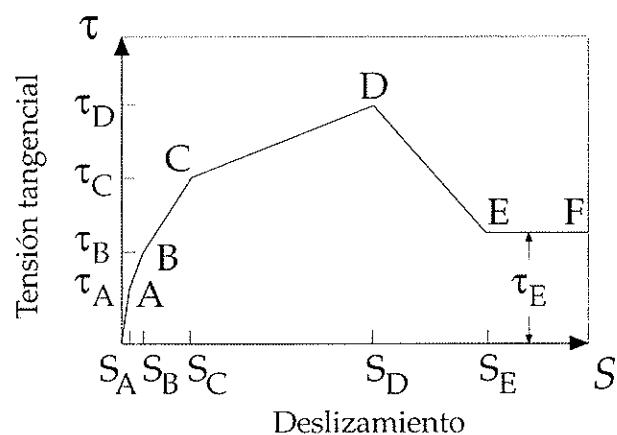


Figura 3. Aproximación de la curva de tensión de adherencia frente al deslizamiento relativo propuesta por Tassios [5].

2.2. Modelos que contemplan la fisuración del hormigón alrededor del alambre

Se trata de modelos bidimensionales que permiten estudiar el comportamiento de los elementos en una sección transversal. Tepfers [2] adoptó el modelo de cilindro de pared gruesa de Timoshenko [11] para simular el comportamiento del hormigón en torno a la barra. Supuso que la presión radial que la barra ejercía sobre el hormigón era asimilable a una presión

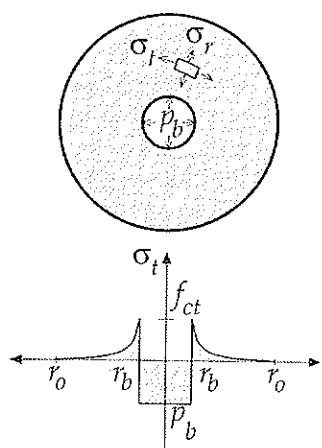
hidrostática interior al tubo, p_b , y la relacionó con la tensión tangencial a través de la ecuación $\tau_b = p_b/\tan\alpha$. Donde el ángulo α depende de la geometría de las corrugas y de la resistencia a tracción del hormigón y debe determinarse experimentalmente. Estableció dos hipótesis de fallo del cilindro de hormigón. En una suponía que el hormigón se agotaba una vez que se alcanzaba la resistencia a tracción en la dirección radial en el punto más solicitado ($\sigma_i = f_{ct}$ para $r = r_b$), lo que conducía a valores de la tensión tangencial, τ_b , por debajo de los obtenidos experimentalmente. En la otra suponía que el hormigón plastificaba y la sección se agotaba cuando toda la pared del cilindro alcanzaba una tensión radial igual a la resistencia a tracción del hormigón ($\sigma_i = f_{ct}$ para $r_b < r < r_g$), lo que conducía a valores de la tensión tangencial por encima de los obtenidos experimentalmente. Por ello planteó un estado intermedio, basado en un modelo elástico con el cilindro de hormigón parcialmente fisurado. La tensión de adherencia máxima correspondía a alcanzar una presión interior máxima en el cilindro, p_b , para una profundidad de grieta crítica, $r_i = r_{crit}$. La Figura 4 muestra un esquema de la distribución de tensiones correspondiente a cada una de las hipótesis presentadas.

El modelo de Tepfers [2] no consigue una valoración precisa de los resultados experimentales de adherencia, que sobreestiman la capacidad del hormigón cuando aparecen grietas longitudinales [12 a 14]. A partir del modelo de Tepfers se han introducido mejoras basadas en adoptar modelos más adecuados para contemplar la rotura del hormigón en torno a la armadura. Una aproximación más correcta a la fisuración alrededor de la armadura se consiguió incorporando un modelo de fisura elástica lineal [15]. Una exposición detallada de la mecánica de la fractura elástica lineal aplicada a sólidos bidimensionales puede encontrarse en la ref. [16]. De forma resumida podemos decir que al generarse una grieta aparece una singularidad de tensiones en la punta de la grieta, tensiones que pueden caracterizarse mediante el *factor de intensidad de tensiones*, K_I , que se puede calcular y es función de la geometría de la pieza y de las cargas aplicadas. La grieta se propaga si el factor de intensidad de tensiones supera un cierto valor denominado *tenacidad de fractura*, K_{Ic} , que es una propiedad del material y que se puede medir. La Figura 5 muestra un esquema de la grieta radial en un cilindro de pared gruesa.

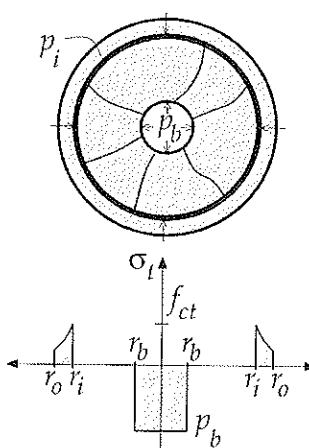
Basados en el modelo de Tepfers [2] de cilindro de pared gruesa parcialmente fisurado otros investigadores [13 y 17 a 19] han incorporado el modelo de la fisura cohesiva para modelizar el agrietamiento radial en torno a la barra, lo que ha mejorado los resultados obtenidos. No obstante, los modelos presentados en este apartado predicen de forma más o menos aproximada los valores experimentales obtenidos en ensayos en los que la distribución de tensiones tangenciales a lo largo de la barra es uniforme. Se han planteado como modelos bidimensionales en un plano normal a la dirección de la armadura (véanse figuras 4 y 5). La aplicación al caso que nos ocupa, en el que la tensiones tangenciales no son constantes dentro de la zona de transmisión de la fuerza de pretensado, exige integrar las ecuaciones a lo largo de la armadura, lo que es complicado, especialmente si hay agrietamiento longitudinal; hasta ahora no se ha hecho de forma satisfactoria.



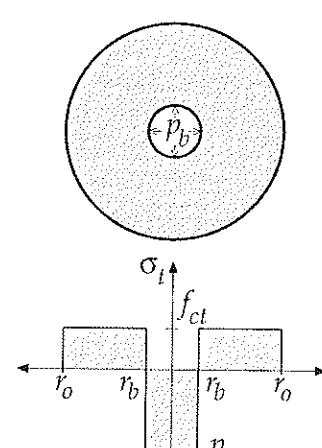
(a) Estado elástico



(b) Estado elástico parcialmente agrietado



(c) Estado plástico



$$\sigma_t(r) = p_b \frac{r_b^2}{r_o^2 - r_b^2} \left(1 + \frac{r_o^2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_t^{\max}(r_b) = p_b \frac{r_o^2 + r_b^2}{r_o^2 - r_b^2} = f_{ct}$$

$$2 \cdot p_b \cdot r_b = 2 \cdot p_i \cdot r_i$$

$$\sigma_t^{\max}(r_i) = p_i \frac{r_o^2 + r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} = f_{ct}$$

$$2 \cdot p_b \cdot r_b = 2 \cdot f_{ct} (r_o - r_b)$$

Figura 4. Distribución de las tensiones tangenciales alrededor de una barra corrugada, según Tepfers [2].

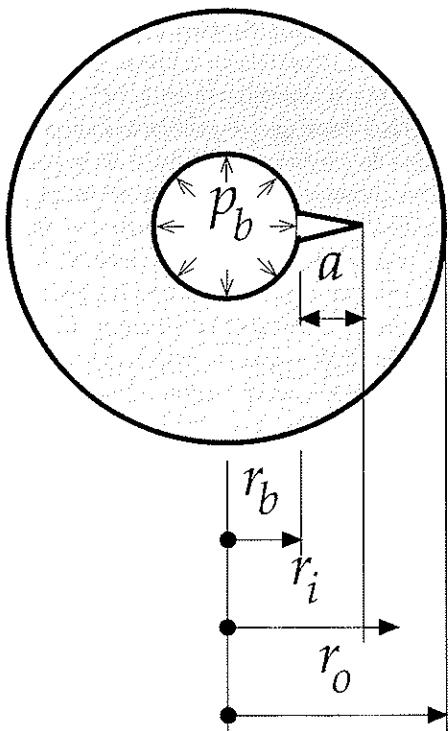


Figura 5. Grieta radial en un anillo[15].

2.3. Modelos basados en la plasticidad

Recientemente Cox y Hermann [20 a 22] han presentado un modelo para simular el comportamiento de la adherencia entre la armadura y el hormigón que contempla el deterioro

del hormigón alrededor de la armadura producido por la fisuración. El modelo emplea la formulación clásica de la plasticidad y contempla a través de un parámetro de daño el deterioro del hormigón alrededor de la armadura. El modelo permite determinar las tensiones tangenciales entre el hormigón y la armadura en función de su desplazamiento relativo (normal y tangencial) y de la tensión en la dirección radial. Se trata de un modelo bidimensional en la dirección de la armadura, lo que permitirá, aún no se ha hecho, calcular longitudes de transmisión en elementos pretensados. El modelo plantea la existencia de una zona de hormigón, inicialmente sana, alrededor de la barra que se deteriora progresivamente a medida que la armadura desliza; el deterioro del hormigón circundante a la barra se evalúa mediante el parámetro de daño d . Este parámetro d gobierna la evolución de la superficie de rotura. La regla de flujo contempla la dilatación. Los conceptos superficie de rotura, regla de flujo y dilatación son explicados en el apartado 3.2.

A nuestro entender, el modelo de Cox y Hermann presenta un gran interés conceptual y es muy atractivo desde el punto de vista de la mecánica computacional, pero presenta algunas dificultades en su aplicación práctica. El parámetro de daño d no tiene un significado físico claro que permita establecer si el hormigón se agrieta o no. La definición de la superficie de rotura se hace por combinación de dos leyes experimentales mediante una función de peso cúbica, definida a partir del parámetro d de forma que no aparezcan puntos angulosos. El ajuste de los parámetros del modelo exige datos experimentales previos de tensión de adherencia y desplazamientos relativos entre el hormigón y la armadura; en este sentido se puede decir que es un modelo *postdictivo* y no *predictivo*. El mode-

lo ha dado buenos resultados al modelizar los ensayos de Gambarova, Rosati y Zasso [23], Malvar [24] y Eligehausen, Popov y Bertero [25], todos ellos realizados en probetas de hormigón armado con barras corrugadas.

3. MODELO DE CÁLCULO

Inspirado en la idea de Cox y Hermann [20 a 22] de aplicar la formulación de la plasticidad clásica a la adherencia, el modelo que se presenta incorpora parámetros con significado físico claro, experimentalmente medibles mediante ensayos independientes. De este modo el modelo tiene carácter “predictivo”, es decir, no es necesario realizar previamente ningún ensayo de adherencia-deslizamiento para conocer los parámetros que alimentan el modelo. La fractura del hormigón se ha modelizado siguiendo la formulación de la fisura cohesiva [26]; el modelo predice si hay una grieta cuánto se abre y su profundidad. El modelo se ha incorporado a un programa de elementos finitos comercial-(ABAQUS®) mediante el desarrollo y la programación de un elemento de intercara y predice las tensiones tangenciales y normales desarrolladas entre el hormigón y la armadura, su deslizamiento relativo y el posible proceso de rotura del hormigón alrededor de la armadura.

Una exposición detallada del modelo de cálculo se encuentra en la ref^a [27].

3.1. Planteamiento del problema

La Figura 6 muestra los dos mecanismos presentes y que es necesario contemplar para plantear la solución del problema

con sentido físico. Por un lado está el posible agrietamiento del hormigón en la dirección radial a la armadura como consecuencia del anillo de tracciones provocado por el efecto Hoyer, descrito en la introducción. Por otro lado, está el fenómeno de intercara mediante el que se transmiten tensiones normales y tangenciales entre el hormigón y la armadura, que depende de las características mecánicas del hormigón y de las geométricas y mecánicas de la armadura. Lógicamente ambos procesos están acoplados. La rotura del hormigón se modeliza siguiendo la formulación de la fisura cohesiva [26] y el fenómeno de intercara hormigón-armadura mediante una formulación plástica.

3.2. Modelo de la fisura cohesiva

El modelo de la fisura cohesiva fue desarrollado por Hillerborg y sus colaboradores y desde su aparición [26] ha sido aplicado con éxito en numerosos problemas de fractura en el hormigón. Se trata de un modelo con formulación sencilla y claro sentido físico. Una exposición detallada del modelo se encuentra en las ref^a [28 y 29]. La función de ablandamiento, $\sigma = f(\omega)$, es el principal ingrediente del modelo de la fisura cohesiva. Esta función es una propiedad del material y relaciona la tensión de tracción, σ , entre las caras de la grieta con la apertura de la grieta, ω , (véase Figura 7). En el caso de fractura en modo I (tracción), la tensión de tracción es normal a las caras de la grieta.

Los parámetros más importantes de la función de ablandamiento son: la resistencia a tracción del hormigón, f_t , y la energía de fractura, G_f . La resistencia a tracción del hormigón se alcanza cuando la grieta se crea y comienza a abrirse [$f(0) = f_t$]. La energía de fractura, también denominada *energía*

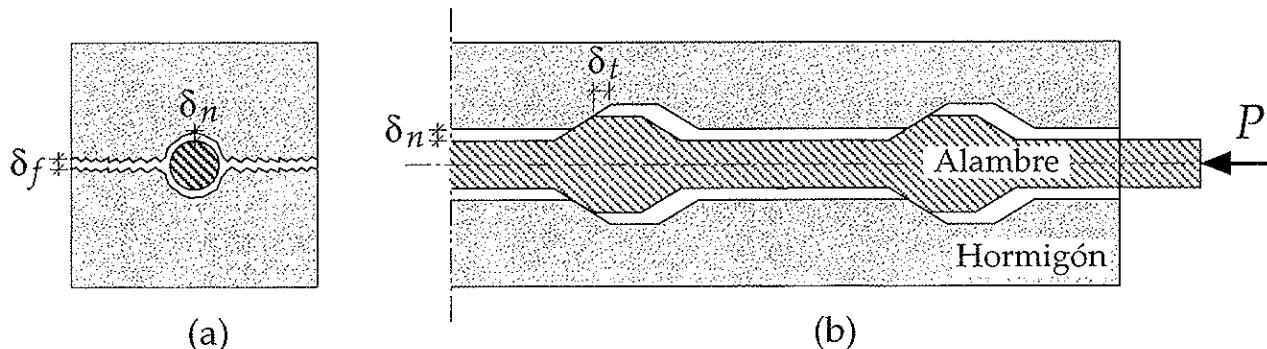


Figura 6. Mecanismos presentes en el problema: (a) fisuración longitudinal del prisma de hormigón, (b) fenómeno de adherencia-deslizamiento entre el alambre y el hormigón.

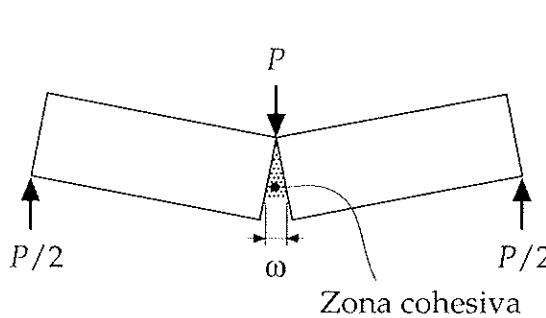
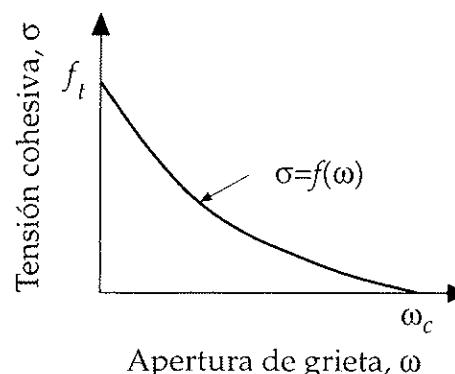


Figura 7. Fisura cohesiva y función de ablandamiento para la fractura del hormigón en modo I.



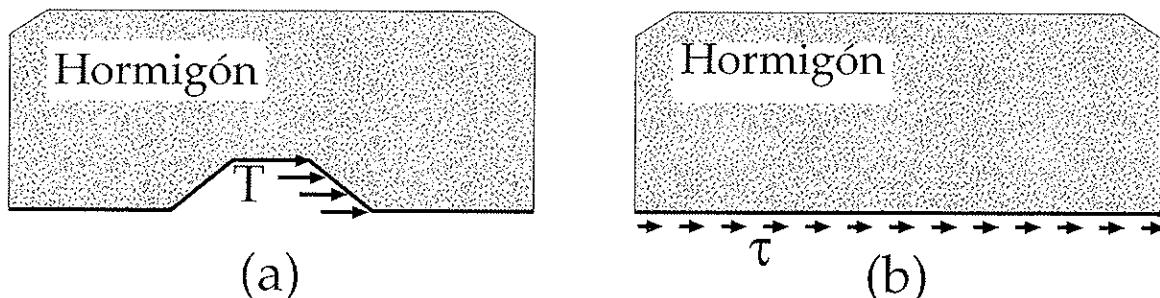


Figura 8. Homogeneización de las tensiones en la intercara del alambre grafilado y el hormigón [20]: (a) geometría real, (b) geometría idealizada.

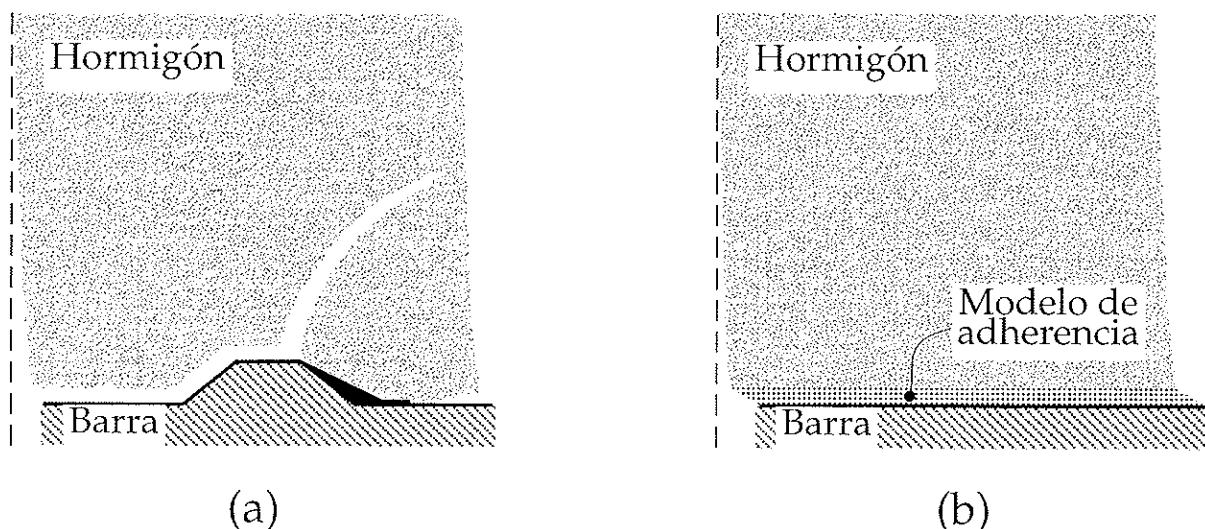


Figura 9. Idealización de la deformación en la zona de adherencia [20].

específica de fractura, es la energía necesaria para crear una unidad de superficie de grieta cohesiva completamente rota, y coincide con el área encerrada bajo la función de ablandamiento. La resistencia a tracción del hormigón y la energía específica de fractura son propiedades del material y se pueden medir de acuerdo con ASTM C 496 [30] y RILEM 50-FMC [31] respectivamente.

Se han formulado distintas funciones para aproximar el comportamiento experimental en fractura del hormigón bajo solicitudes de tracción [29]. Las funciones bilineales son aceptadas como una aproximación razonable de la función de ablandamiento experimental [29], si bien no hay pleno acuerdo sobre la posición exacta del codo de la función. También se han propuesto curvas suavizadas, sin codo, como son funciones exponenciales [33 a 34] y funciones de potencia [35].

3.3. Modelo adherencia-deslizamiento

3.3.1. Tensiones y deformaciones generalizadas

Se adopta simetría axial en el comportamiento de la adherencia-deslizamiento de la discontinuidad entre el alambre y el hormigón. Esto supone que la asimetría axial de la grafila del alambre, el agrietamiento local del hormigón en torno a los resaltos del alambre y las inhomogeneidades locales del hormigón son implícitamente promediados en la definición

de las tensiones y deformaciones generalizadas empleadas en el modelo. Además, se adoptan dos simplificaciones. La primera es la homogeneización de las tensiones en la intercara del alambre grafilado y el hormigón, para ello se consideró como elemento unidad de intercara la superficie total del alambre que incluía un ciclo de grafila y de longitud igual al espaciado entre grafilas. La Figura 8 muestra esquemáticamente esta simplificación, dando como resultado una tensión uniforme, τ . De este modo, la geometría simplificada de la intercara es una superficie cilíndrica. La segunda simplificación consiste en idealizar la deformación de la zona de adherencia como se esquematiza en la Figura 9; al haber eliminado la geometría de la grafila (simplificación primera) el agrietamiento transversal es menor y se considera uniforme.

3.3.2. Superficie de rotura y su evolución

La intercara entre el hormigón y el alambre es una discontinuidad que transmite tensiones tangenciales y normales y que presenta *dilatancia*. Así, para la adecuada modelización de la adherencia es necesario tener en cuenta la interacción entre la tensión normal al alambre (dirección radial), σ , y la tensión tangencial (tensión de adherencia), τ , entre el alambre y el hormigón. Se asume que la intercara entre el alambre y el hormigón agota su capacidad cuando la combinación de estas dos tensiones alcanza la superficie de rotura, $F(\sigma, \tau) = 0$, que

juega un papel similar a la superficie de plastificación en plasticidad clásica. En este trabajo se adopta la formulación de Carol et al. [36], adaptada por Cendón et al. [37]:

$$F = \tau^2 - 2c \tan\phi_f (\sigma_t - \sigma) - \tan^2\phi_f (\sigma^2 - \sigma_t^2) \quad (1)$$

donde c es la cohesión (valor de la tensión tangencial que agota la intercara cuando la tensión normal es nula), ϕ_f el ángulo de fricción entre la armadura y el hormigón y σ_t la resistencia de tracción de la intercara en la dirección normal al eje del alambre (valor de la tensión normal de tracción que agota la intercara cuando la tensión tangencial es nula).

A medida que el alambre desliza disminuye la resistencia de la intercara hormigón-alambre, por lo que la superficie de rotura debe evolucionar a medida que el desplazamiento relativo entre el acero y el hormigón aumenta. Esto se contempla a través de las funciones de ablandamiento de la cohesión y de la resistencia normal al eje del alambre entre la armadura y el hormigón. Para ello se define el vector incremento de desplazamientos inelásticos relativos entre el alambre y el hormigón, $\dot{\mathbf{u}}^i$. Se adopta como variable para definir las funciones de ablandamiento la norma de este vector, $u^{i\text{eff}}$. El vector $\dot{\mathbf{u}}^i$ se obtiene por descomposición del vector de incremento de desplazamientos relativos, $\dot{\mathbf{u}}$, en una parte elástica, $\dot{\mathbf{u}}^e$, y una parte inelástica, $\dot{\mathbf{u}}^i$. Todo ello se expresa:

$$\dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}^e + \dot{\mathbf{u}}^i \quad (2)$$

$$u^{i\text{eff}} = \|\dot{\mathbf{u}}^i\| = \left(\dot{u}_x^{i2} + \dot{u}_y^{i2} \right)^{1/2} \quad (3)$$

y la superficie de rotura:

$$F = F(c, \sigma_t, \phi_f) \quad (4)$$

$$\text{donde: } c = c(u^{i\text{eff}}) \text{ y } \sigma_t = \sigma_t(u^{i\text{eff}}) \quad (5)$$

La Figura 10 muestra las funciones bilineales de ablandamiento [37] adoptadas en este trabajo para las funciones

$c(u^{i\text{eff}})$ y $\sigma_t(u^{i\text{eff}})$. Los valores de ω_c y ω_{σ} vienen dados por:

$$\omega_c = \frac{2G_F^{IIa} - (s_{1c} + c_0)\omega_{1c}}{s_{1c}} \quad (6)$$

$$\omega_{\sigma} = \frac{2G_F^I - (s_{1\sigma} + \sigma_{t0})\omega_{1\sigma}}{s_{1\sigma}} \quad (7)$$

donde G_F^I y G_F^{IIa} son la energía de fractura en modo I y modo IIa (medida mediante un ensayo de corte con elevado confinamiento) respectivamente; s_{1c} , ω_{1c} , $s_{1\sigma}$ y $\omega_{1\sigma}$ son las coordenadas del codo de las funciones de ablandamiento de la cohesión y la tensión normal, respectivamente.

La Figura 11 presenta la superficie de rotura y su evolución. En ella puede observarse que el estado final corresponde a un rozamiento de Coulomb.

3.3.3. Dilatancia

El deslizamiento relativo entre el alambre y el hormigón, además de provocar tensiones tangenciales en la intercara, induce una apertura normal entre uno y otro. Este fenómeno se denomina *dilatancia* y se debe a que la grafila del alambre impide el deslizamiento relativo entre el alambre y el hormigón si no se despegan a la vez. La dilatancia puede ser representada en el mismo gráfico de la superficie de rotura a partir de la dirección del vector incremento de desplazamientos inelásticos en la intercara. El ángulo formado por este vector con el eje vertical (tensiones tangenciales) es interpretado como ángulo de dilatancia del modelo. De este modo, la dirección paralela al eje vertical (tensiones tangenciales) corresponde a dilatancia nula, y la dirección paralela al eje horizontal (tensiones radiales o normales al alambre) corresponde a la separación, en la dirección normal al alambre, entre el alambre y el hormigón sin deslizamiento relativo.

En plasticidad clásica, la expresión que establece la dirección de las deformaciones inelásticas se denomina *regla de flujo* y el incremento de tensiones plásticas correspondiente es normal en cada punto al *potencial plástico* ($Q = \text{cte}$). Si la

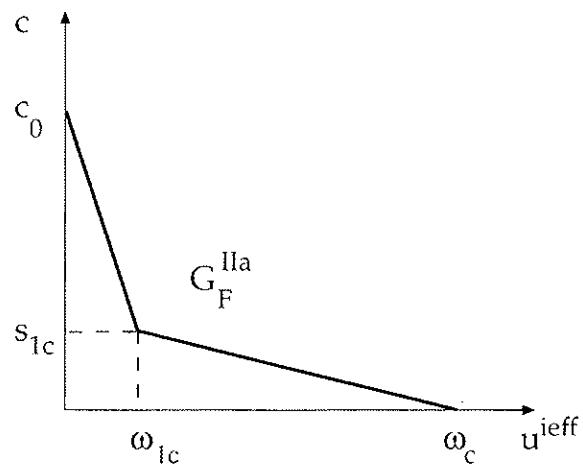
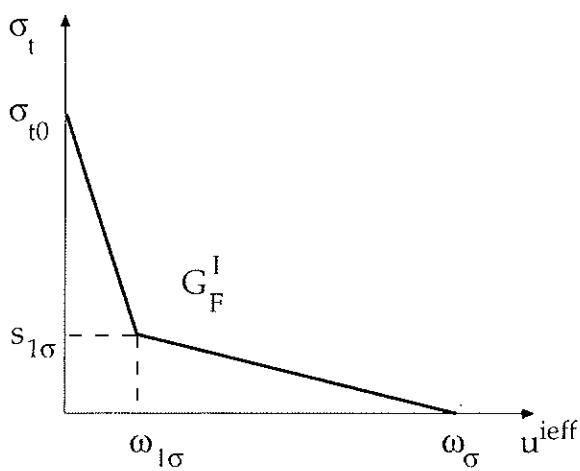


Figura 10. Funciones de ablandamiento bilineal: (a) resistencia de la intercara en la dirección normal al alambre, (b) cohesión entre el alambre y el hormigón.

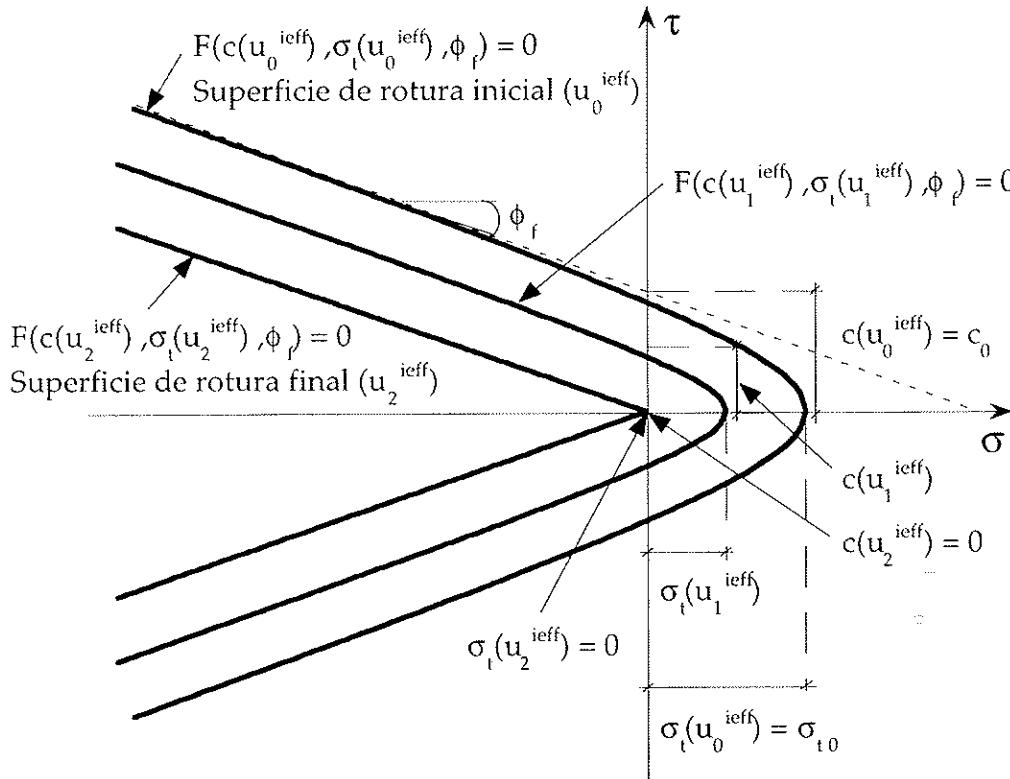


Figura 11. Superficie de rotura y su evolución.

dilatancia es tal que la función potencial plástico coincide con la función de la superficie de rotura, se habla de *flujo asociativo*. Si esto no es así, se habla de *flujo no asociativo*. En este trabajo se considera que el ángulo de dilatancia decrece a medida que el alambre desliza y abre la discontinuidad, adoptándose la siguiente función lineal [39]:

$$\left. \begin{array}{l} \phi = \phi_{0d} \left(1 - \frac{u^{eff}}{\omega_{c\phi}} \right) \\ \phi = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \forall u^{eff} < \omega_{c\phi} \\ \forall u^{eff} > \omega_{c\phi} \end{array} \quad (8)$$

donde ϕ_{0d} es el ángulo de dilatancia inicial y $\omega_{c\phi}$ la apertura crítica para la cual se anula el ángulo de dilatancia.

Como el ángulo de fricción ϕ_f se mantiene constante, no coincide con el ángulo de dilatancia ϕ .

3.4. Incorporación en un código de elementos finitos

3.4.1. Incorporación de la fisura cohesiva

Las grietas en el hormigón en la dirección normal al alambre (véase Figura 6) se modelizan mediante la incorporación de una fisura cohesiva. Se asume que las grietas se propagan en modo I local. El modelo de la fisura cohesiva es incorporado en el código de elementos finitos mediante muelles de dos nodos de comportamiento no lineal, colocados perpendicularmente a las caras de la grieta y equidistantes. Cada muelle sigue la función de ablandamiento del hormigón expresada como una función fuerza-desplazamiento. La fuerza es la tensión multiplicada por el área asociada al nodo. La longitud inicial del muelle es nula y los nodos opuestos (uno en cada

cara de la grieta) son coincidentes. El hormigón fuera de la grieta tiene comportamiento elástico lineal.

3.4.2. Incorporación del modelo de adherencia-deslizamiento

El modelo plástico de adherencia-deslizamiento se ha incorporado como la ecuación constitutiva de un elemento de intercara dentro de un código de elementos finitos. Este procedimiento permite modelizar la discontinuidad entre el alambre y el hormigón en los elementos de hormigón pretensado. Se ha desarrollado, mediante una subrutina de usuario [39], un elemento de intercara de espesor nulo constituido por 4 nodos, enfrentados dos a dos y situados en caras opuestas de la discontinuidad entre el alambre y el hormigón. Inicialmente, cuando el desplazamiento relativo entre el alambre y el hormigón es nulo, los nodos son coincidentes dos a dos.

De acuerdo con la teoría de la plasticidad, el proceso de deslizamiento acero-hormigón se establece, de forma incremental, del siguiente modo. Sea el paso n en el que se cumple la ecuación de la superficie de rotura para el estado de tensiones σ_n y el parámetro que controla el ablandamiento, u_n^{eff} , y por tanto $F_n(\sigma_n, u_n^{eff}) = 0$. Si se establece un incremento de desplazamientos relativos entre la armadura y el hormigón, Δu_n , en el nuevo estado $n+1$ se debe cumplir de nuevo el criterio de rotura $F_{n+1}(\sigma_{n+1}, u_{n+1}^{eff}) = 0$. Para ello se establece un predictor elástico de tensiones:

$$\sigma_e = \sigma_n + E \Delta u_n \quad (9)$$

donde σ_e es el nuevo estado de tensiones, exterior a la superficie de rotura y E la matriz de rigidez inicial de la intercara.

Para retornar a la superficie de rotura se establece un corrector inelástico:

$$\sigma_{n+1} = \sigma_e - \Delta\lambda \mathbf{Em} \quad (10)$$

donde $\Delta\lambda$ es el multiplicador plástico y \mathbf{m} es el vector de desplazamientos inelásticos, tal que \mathbf{Em} es normal al potencial plástico ($Q = \text{cte}$). El valor de $\Delta\lambda$ se obtiene de la condición de rotura para el paso $n+1$:

$$F_{n+1}(\sigma_e - \Delta\lambda \mathbf{Em}, u_{n+1}^{eff}) = 0 \quad (11)$$

donde:

$$u_{n+1}^{eff} = u_n^{eff} + \|\Delta\lambda \mathbf{m}\| \quad (12)$$

En los puntos donde no es posible construir la normal al potencial plástico, el vector \mathbf{m} se obtiene mediante el retorno al vértice del potencial (Figura 12).

4. VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL

El modelo desarrollado se ha contrastado con los resultados experimentales presentados por los autores en la primera parte

de este trabajo [4]. Se trata de un conjunto de probetas prismáticas de hormigón pretensado que se ensayaron mediante la transferencia, de forma controlada, de la fuerza de pretensado del alambre al hormigón. El alambre había sido previamente tesado en un bastidor antes de hormigonar los prismas de hormigón. Durante el ensayo se registraron la carga transferida del alambre al hormigón, el acortamiento longitudinal del prisma de hormigón, el deslizamiento relativo del alambre pretensado respecto a las caras superior e inferior de la probeta y la apertura de la grieta longitudinal en la cara superior del prisma de hormigón, si es que ésta se producía. Se ensayaron 27 probetas prismáticas de hormigón pretensado con alambre grafilado, combinando 3 profundidades de grafila y 3 recubrimientos del alambre. En este trabajo se reproducen los resultados experimentales de las probetas con menor recubrimiento del alambre, que fueron las únicas que presentaron fisuración longitudinal, en la dirección de la armadura, durante el ensayo.

La Figura 13 muestra la geometría y dimensiones de las probetas. La Figura 14 muestra el esquema de ensayo, disposición de los extensómetros y dispositivos para transferir la fuerza de pretensado de forma controlada.

Las propiedades mecánicas del hormigón empleadas en la

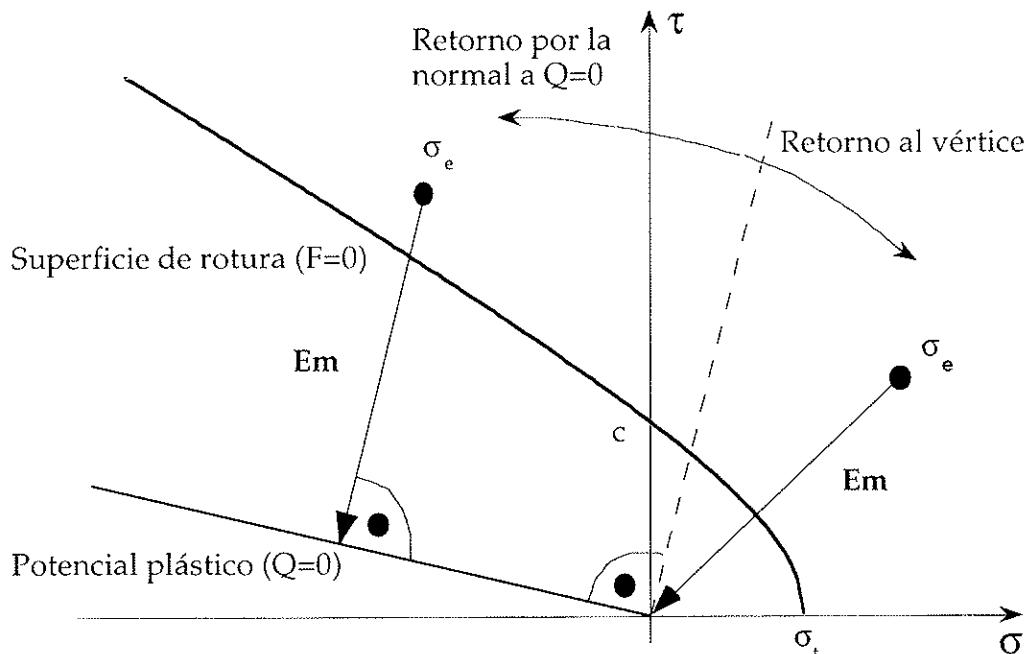


Figura 12. Dirección del corrector inelástico para retornar a la superficie de rotura.

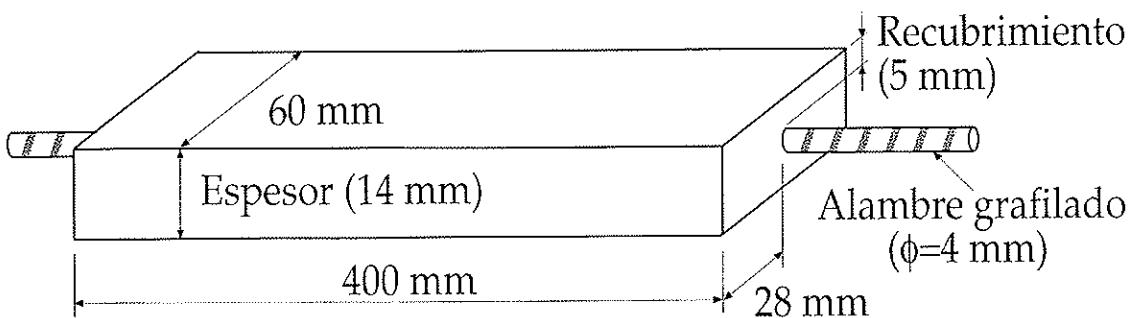


Figura 13. Geometría y dimensiones de las probetas de hormigón pretensado [4].

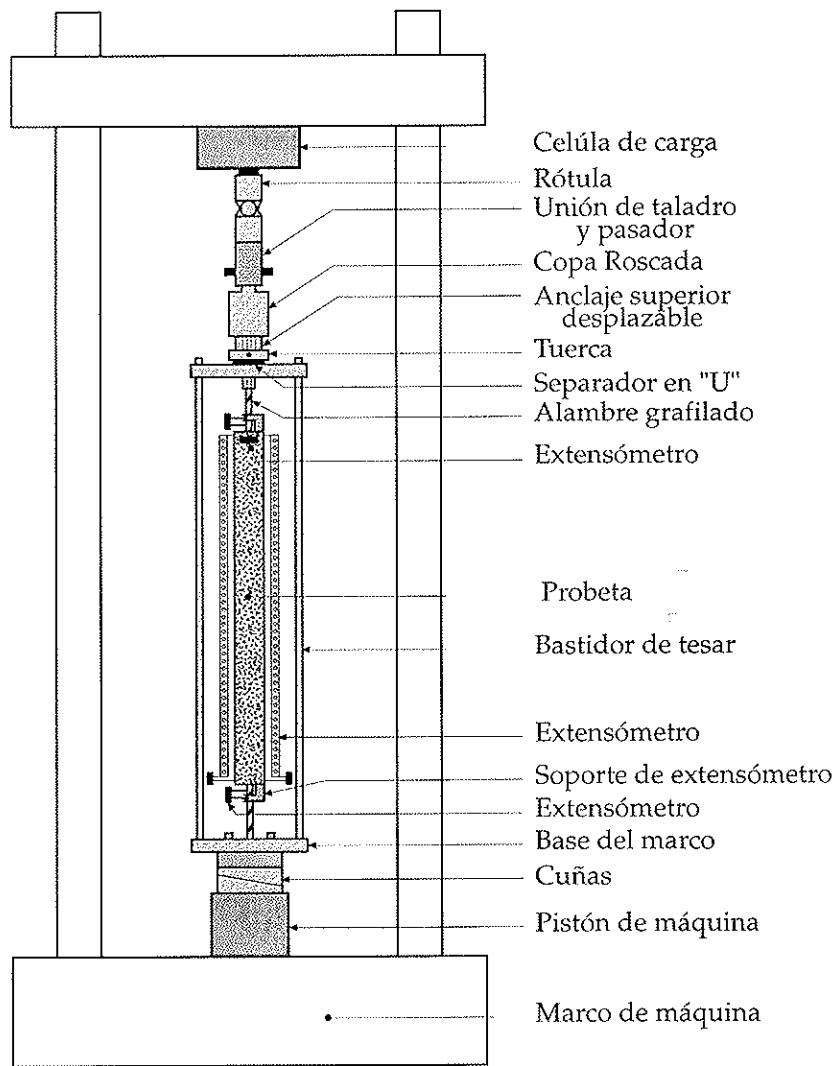


Figura 14. Esquema del ensayo de las probetas de hormigón pretensado, máquina de ensayos y disposición de los extensómetros.

modelización fueron: energía de fractura $G_F = 100$ N/m, módulo de elasticidad $E = 21$ GPa, coeficiente de Poisson $\nu = 0.18$ y resistencia a tracción $f_t = 2.4$ MPa. El alambre de pretensar fue Y 1770 C (UNE 36-094) de 4 mm de diámetro, con tres profundidades distintas de grafila; con módulo de elasticidad $E = 226$ GPa y coeficiente de Poisson $\nu = 0.3$.

La Figura 15 muestra la malla de elementos finitos empleada en los cálculos. Por condiciones de simetría sólo se modelizó un cuarto de probeta. Para modelizar el hormigón y el

acero se emplearon 30 y 16 elementos de ocho nodos respectivamente. Se incorporaron 30 elementos de intercara entre el alambre grafilado y el hormigón a lo largo de la superficie de contacto. Se situaron 30 muelles conectando los nodos inferiores de los elementos de hormigón con el suelo. Estos muelles representan la fisura longitudinal en el hormigón según el modelo de la fisura cohesiva. El hormigón y el acero del alambre grafilado fuera de la intercara se modelizaron como materiales elásticos lineales. La Figura 16 muestra las condiciones de contorno y la carga aplicada.

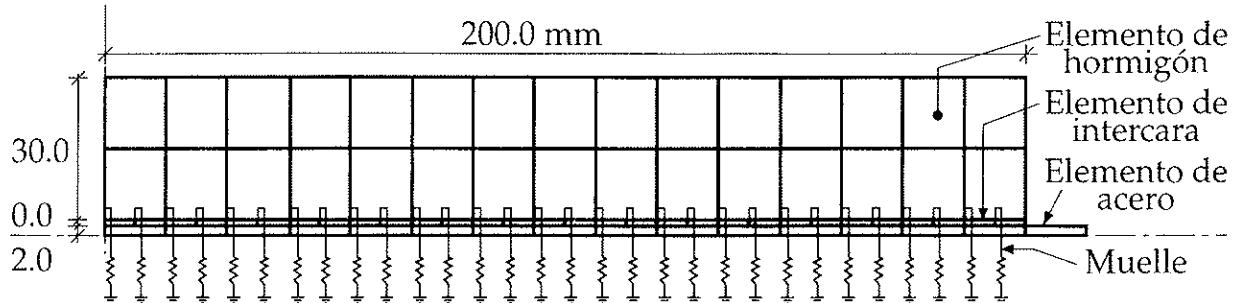


Figura 15. Malla de elementos finitos empleada en los cálculos.

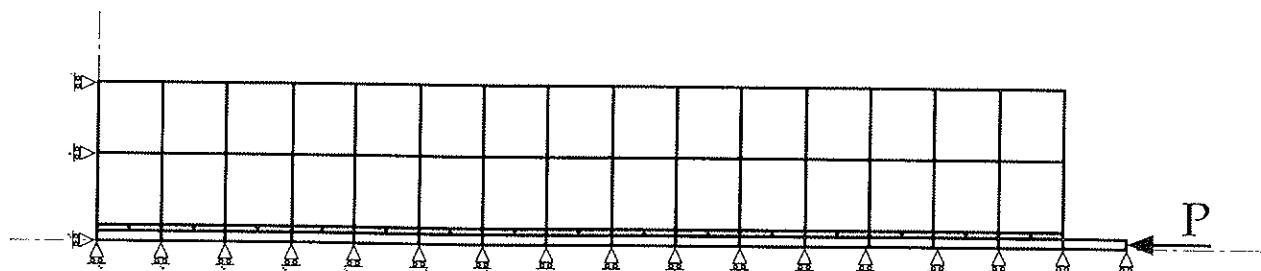


Figura 16. Condiciones de contorno en el cálculo por elementos finitos.

Tabla 1 Parámetros de la intercara

| Tipo de grafila | τ_{\max} (MPa) | C_0 | $\phi_d^{(o)}$ | $\phi_r^{(o)}$ |
|------------------|---------------------|-------|----------------|----------------|
| Grafila ligera | 10.0 | 65.33 | 0.3 | 40.0 |
| Grafila mediana | 10.0 | 64.23 | 4.0 | 42.0 |
| Grafila Profunda | — | 63.80 | 16.0 | 43.0 |

La Tabla 1 detalla la tensión de adherencia máxima, τ_{\max} , la cohesión inicial, C_0 , el ángulo de dilatancia, ϕ_d , y el ángulo de fricción ϕ_r para las tres profundidades de grafila ensayadas. Estos valores no se midieron en los ensayos y fueron estimados de acuerdo con la literatura de forma que la respuesta calculada numéricamente se ajustase a la obtenida experimentalmente.

El análisis se realizó por medio de un procedimiento incremental, imponiendo una carga sobre el extremo libre del alambre. Se empleó el algoritmo de la longitud de arco de Riks [40], utilizando el método de Newton-Raphson para la resolución del sistema de ecuaciones.

Las Figuras 17a, 17b y 17c muestran los registros experimentales y la predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal del prisma de

hormigón para las probetas con grafila ligera, media y profunda respectivamente. En los registros experimentales se observa un punto a partir del cual disminuye el acortamiento longitudinal del prisma de hormigón. Este punto corresponde a la iniciación de la grieta longitudinal en el prisma de hormigón. La propagación de la grieta longitudinal disminuye la transmisión de tensiones tangenciales entre el alambre y el hormigón, por lo que se libera parte de la compresión del hormigón, y disminuye su acortamiento longitudinal, como se observa en los registros experimentales. La predicción numérica se ajusta adecuadamente a los registros experimentales, y predice de forma exacta tanto el punto de quiebro debido a la propagación de la grieta longitudinal como la forma de la curva tras el quiebro.

Las Figuras 18a, 18b y 18c muestran los registros experi-

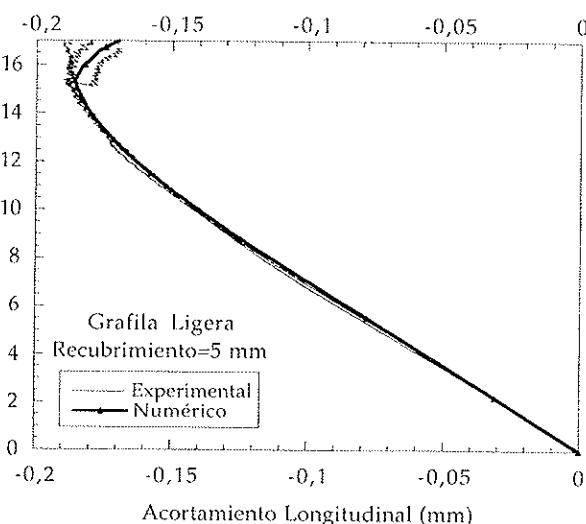


Figura 17a. Curvas experimentales y predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, para probetas con recubrimiento de 5 mm y alambre de grafila ligera.

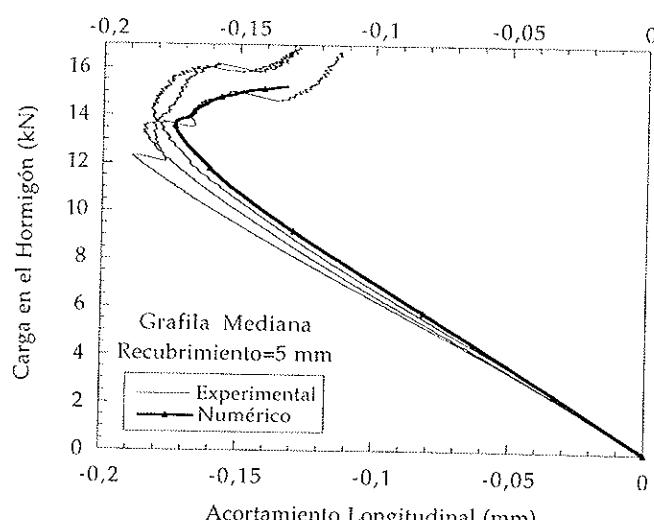


Figura 17b. Curvas experimentales y predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, para probetas con recubrimiento de 5 mm y alambre de grafila mediana.



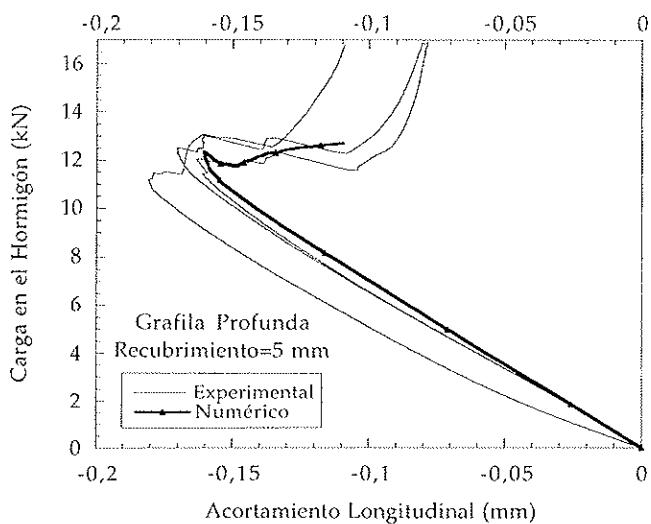


Figura 17c. Curvas experimentales y predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, para probetas con recubrimiento de 5 mm y alambre de grafila profunda.

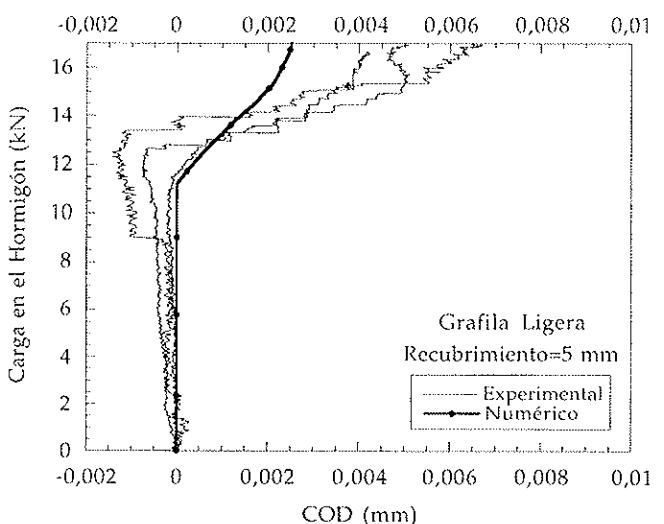


Figura 18a. Curvas experimentales y predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente a la apertura de las grietas longitudinales, para probetas con recubrimiento de 5 mm y alambre de grafila ligera.

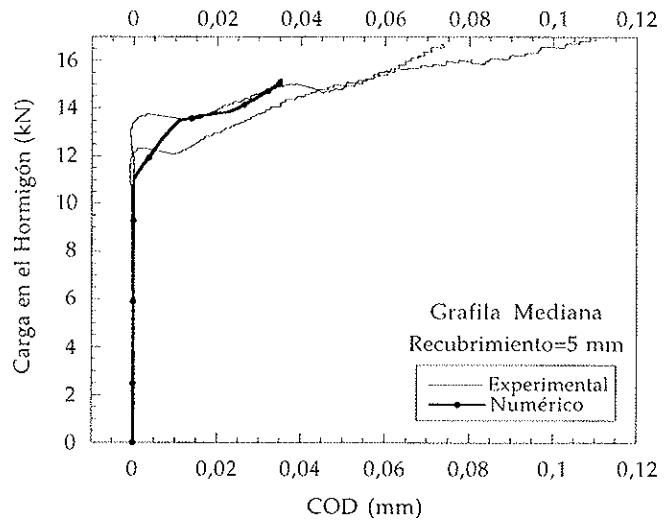


Figura 18b. Curvas experimentales y predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente a la apertura de las grietas longitudinales, para probetas con recubrimiento de 5 mm y alambre de grafila mediana.

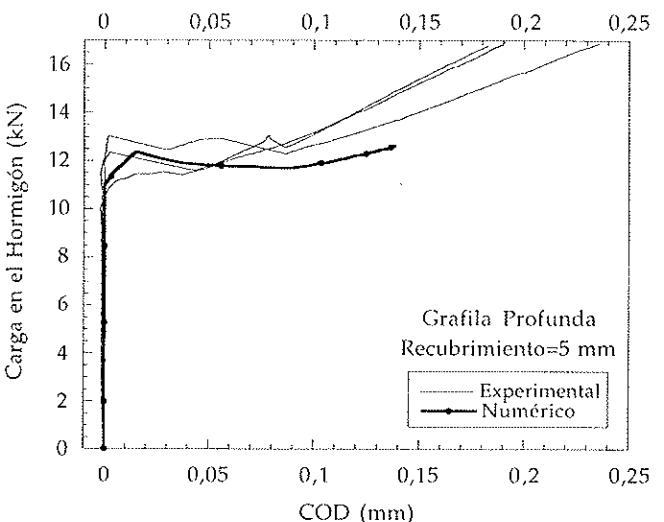


Figura 18c. Curvas experimentales y predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente a la apertura de las grietas longitudinales, para probetas con recubrimiento de 5 mm y alambre de grafila profunda.

mentales y la predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente a la apertura de las grietas longitudinales medidas en la cara superior del prisma de hormigón. Se puede observar que en cada gráfico hay un punto de quiebre que corresponde a la apertura de la grieta longitudinal, manifestado en un rápido crecimiento de la lectura del extensómetro. La carga correspondiente a la propagación de la grieta corresponde, lógicamente, con el punto de quiebre observado en las Figuras 17a, 17b y 17c y confirma la interpretación hecha al comentar dichas figuras. La predicción numérica ajusta de forma adecuada con los registros experimentales y predice bien el punto de quiebre correspondiente a la apertura de la grieta longitudinal, así como la evolución de su apertura a lo largo del ensayo y la forma de la curva.

Las Figuras 19a, 19b y 19c muestran los registros experi-

mentales y la predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente a la penetración del alambre medido en la cara superior del prisma de hormigón. En las probetas con alambre de grafila media y profunda se observa un cambio brusco en la pendiente de las curvas, que corresponde a la carga de iniciación de la grieta longitudinal. Este resultado complementa los comentados hasta ahora para esas probetas, pues la propagación de la grieta longitudinal provoca un aumento del deslizamiento relativo entre el alambre y el hormigón, produciéndose una mayor penetración del alambre en las caras superior e inferior del prisma de hormigón. El cambio de pendiente no es tan brusco en las probetas de grafila ligera debido a que la apertura de la grieta longitudinal es menor, como puede observarse en la Figura 18a. La predicción numérica ajusta adecuadamente con los registros experimentales, predice bien el cambio de pendiente de las curvas y la forma de la curva.

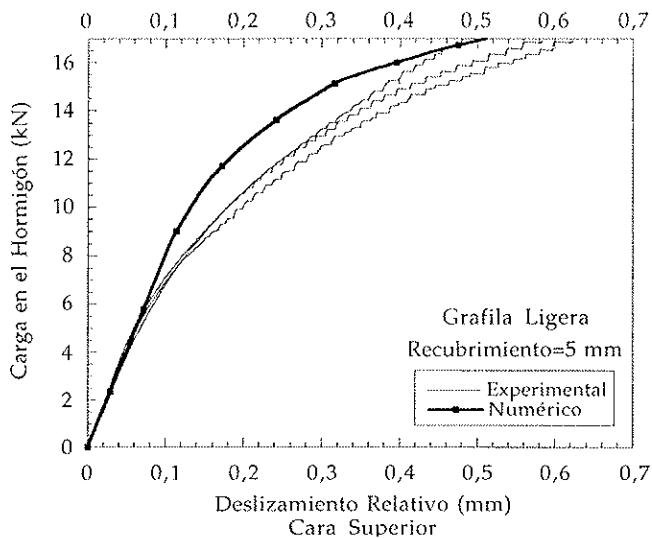


Figura 19a. Curvas experimentales y predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente al deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta, para probetas con recubrimiento de 5 mm y alambre de grafila ligera.

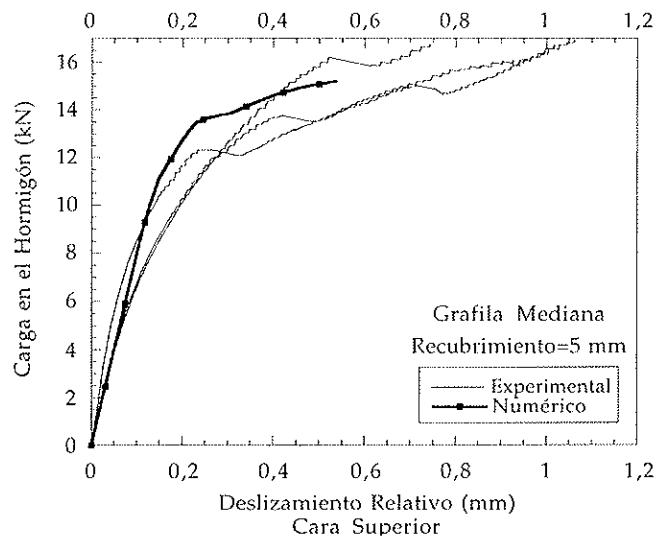


Figura 19b. Curvas experimentales y predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente al deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta, para probetas con recubrimiento de 5 mm y alambre de grafila mediana.

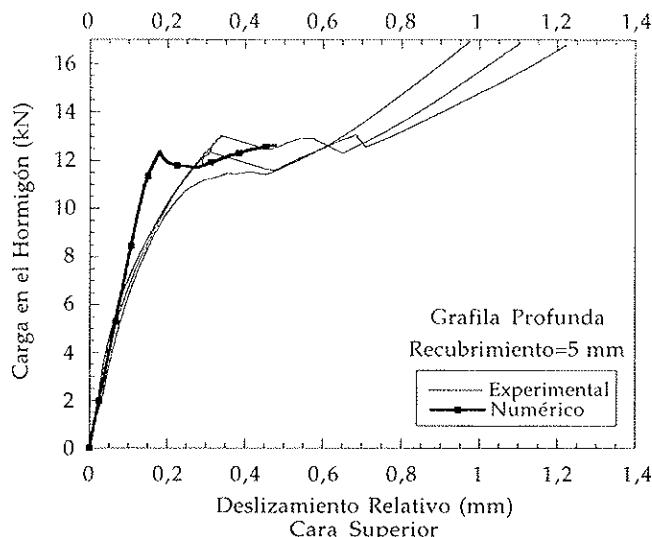


Figura 19c. Curvas experimentales y predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente al deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta, para probetas con recubrimiento de 5 mm y alambre de grafila profunda.

5. COMENTARIOS FINALES

Se ha presentado un modelo de cálculo de la adherencia entre el alambre pretensado y el hormigón en elementos estructurales pretensados que contempla la aparición de grietas longitudinales, en la dirección del alambre, y la pérdida de adherencia debida a la disminución del confinamiento del alambre por la fisuración longitudinal del hormigón. El modelo emplea la formulación de la plasticidad clásica para representar el fenómeno de adherencia-deslizamiento entre el alambre y el hormigón, en combinación con el modelo de la fisura cohesiva para reproducir la fisuración del hormigón en trono al alambre. Este modelo puede extenderse a la modelización general de elementos de hormigón armado con armadura no lisa (corrugada u ondulada).

El modelo se ha contrastado con un conjunto de ensayos realizados con probetas prismáticas de hormigón pretensado en las que se ha realizado la transferencia de la fuerza de pretensado de forma controlada. Es importante destacar que el modelo predice adecuadamente, para las tres profundidades de grafila, los distintos registros experimentales, y que lo hace a partir de parámetros del material que tienen sentido físico y que pueden medirse experimentalmente.

En el ajuste presentado alguno de los parámetros necesarios se ha estimado a partir de la literatura porque el modelo se desarrolló con posterioridad a los ensayos y en su momento no se pensó en medir estos parámetros. No obstante, los valores adoptados para la máxima tensión tangencial movilizable y los ángulos de dilatancia y de fricción son razonables y varían para las tres profundidades de grafila como es de esperar: la tensión tangencial máxima es igual, y los ángulos de dilatancia y de fricción crecen al aumentar la profundidad de grafila. La buena coincidencia entre los resultados numéricos y los obtenidos experimentalmente no sólo cuantitativamente, sino también cualitativamente, confirma la validez del modelo.

El haber tenido que ajustar estos parámetros es un aspecto de importancia menor de cara a verificar el adecuado funcionamiento del modelo, pues capta la forma de las curvas experimentales correctamente y además manifiesta una sensibilidad a estas variables en el mismo sentido que es de esperar a partir de los resultados experimentales. Es deseable la realización de ensayos específicos para la caracterización de los parámetros de intercara que han tenido que ser estimados.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la empresa EMESA-TREFILERÍA S.A. y en especial a su Director Técnico, D. Luis del Pozo, la valiosa colaboración prestada. Además agradecen al Ministerio de Educación y Cultura y a la Universidad Politécnica de Madrid las ayudas PB97-0579, I+D97-1641 e I+D 14.989.

7. REFERENCIAS

1. Janney, J.R., "Nature of bond in pretensioned prestressed concrete", *ACI Journal*, 25, No. 9, 1954, pp. 717-736.
2. Tepfers, R., "A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars", Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Pub. 73:2, Göteborg, Sweden, 1973, 328 pp.
3. ACI Committee 318, Building code requirements for reinforced concrete" (ACI 318/99) and "Commentary" (ACI 318R/99), American Concrete Institute, 1999 .
4. Tork, B., Gálvez, J.C., Planas, J. y Elices, M., "Fisuración longitudinal de elementos pretensados durante la transferencia de la fuerza de pretensado: I. Parte experimental, Hormigón y Acero, 212, 1999, pp. 61-71.
5. Tassios, T., "Properties of bond between concrete and steel under load cycles- idealizing seismic actions", *CEB Bulletin d'Information* No. 131, 1979.
6. Morita, S. y Kaku, "Local bond stress-slip relation under repeat de loading", Symposium: Resistance and ultimate deformability of structures acted on well defined repeated loads, IABSE, London, 1973.
7. Viwathanatepa, S., Popov, E. P. y Bertero, V. V., "Effects of generalized loadings on bond of reinforcing bars embedded in confined concrete blocks", Report UCB/EERC-79/22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1979, 293 pp.
8. Tepfers, R., "Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars", *Magazine of Concrete Research*, 31, 1979, pp. 3-12.
9. Nykyri, P., "Bond behaviour: recent research projects at the concrete and silicate laboratory", *Bond and Anchorage of the Reinforcement in Concrete*, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 1985.
10. CEB-FIP, "CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft", *Comité Euro-International du Béton y Fédération Internationale de la Précontrainte*, Redwood Books, Wiltshire, England, 437 pp.
11. Timoshenko, S., "Resistencia de Materiales", Espasa Calpe , Madrid, 1989.
12. Tepfers, R., "Bond action and bond behaviour of reinforcement, state of the art report", *CEB Bulletin d'Information* No. 151, 1982, 153 pp.
13. Rosati, G. P. y Schumm, C., "Modeling of local bar-to-concrete bond in r.c. beams", *Bond in Concrete: From Research to Practice*, (Ed. Riga Technical University and CEB), Riga, 3, 1992, pp. 12: 34-43.
14. Reinhardt, H. W. y van der Veen, C. (1992b) "Splitting failure of a strain softening material due to bond stresses", *Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete*, (Ed. Carpenteri, A.), International Workshop on the Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete, Turin, Italy, Elsevier, 1992, pp. 285-306.
15. Bowie, O. L. y Freese, C. E., "Elastic analysis for a radial crack in a circular ring", *Engineering Fracture Mechanics*, 4, 1972, pp. 315-321.
16. Elices, M., *Mecánica de la Fractura Aplicada a Sólidos Elásticos Bidimensionales*, E.T.S.I. de Caminos, C. y P., Universidad Politécnica de Madrid, 1998, 93 pp.
17. Reinhardt, H. W., "Bond of steel to strain-softening concrete taking account of loading rate", *Fracture Mechanics of Concrete Structures*, (Ed. Bazant, Z.P.), Elsevier Science Publishers, London, 1992, pp. 809-820.
18. van der Veen, C., *Cryogenic bond stress-slip relationship*, Tesis Doctoral, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 1990.
19. Noghabai, K., *Splitting of Concrete in the Anchoring Zone of Deformed Bars: A Fracture Mechanics Approach*, Licentiate Thesis, Luleå University of Technology, Publication 95:26L, Luleå, Sweden, 1995.
20. Cox, J. V. "Development of a plasticity bond model for reinforced concrete - theory and validation for monotonic applications", *Technical Report TR-2036-SHR*, Naval Facilities Engineering Service Center, Port Hueneme, CA, 1994.
21. Cox, J. y Herrmann, L., "Development of a plasticity bond model for steel reinforcement", *Mechanics of Cohesive Materials*, 3, 1998, pp. 155-180.
22. Cox, J. y Herrmann, L., "Validation of a plasticity bond model for steel reinforcement", *Mechanics of Cohesive Materials*, 4, 1999, pp. 361-389.
23. Gambarova, P., Rosati, G. y Zasso, B., "Steel to concrete after concrete splitting: tests results", *Materials and Structures*, 22(127), 1989, pp. 35-47.
24. Malvar, L.J., "Bond of reinforcement under controlled confinement", *ACI Materials Journal*, 89(6), 1992, pp. 593-601.
25. Eligehausen, E.P., Popov, E.P. y Bertero, V.V., "Local bond stress-slip relations of deformed bars under generalized excitations", Report UCB/EERC-83/23, University of California, Berkeley, 1983.
26. Hillerborg, A., Modéer, M. y Petersson, P., "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements", *Cement and Concrete Research*, 2, 1976, pp. 773-782.
27. Tork, B., "Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, 1999.
28. Elices, M. y Planas, J., "Material models", *Fracture*

Mechanics of Concrete Structures, L. Elfgren edit., Chapman and Hall, London, 1989, pp. 16-66.

29. Bazant, Z. y Planas, J. *Fracture and Size Effect in Concrete and other Quasibrittle Materials*, Ed. CRC Press, 1997, 616 pp.

30. ASTM, "Splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens", *Annual book of ASTM Standards*, ASTM, 4.02, 1998, pp. 337-342.

31. RILEM 50-FMC Committee Fracture Mechanics of Concrete, "Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests of notched beams", *Matériaux et Constructions*, 18, 1986, pp. 285-290.

32. Gopalaratnam, V. y Shah, S., "Softening response of plain concrete in direct tension", *ACI Structural Journal*, 82, 1985, pp. 310-323.

33. Cornelissen, H., Hordijk, D. y Reinhardt, H., "Experimental determination of crack softening characteristics of normal weight and lightweight concrete", *HERON*, 31, 1986, pp. 45-56.

34. Planas, J. y Elices, M., "Towards a measure of G_F : an analysis of experimental results", *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*, F.H. Wittmann Edit., Elsevier, 1986, pp. 381-390.

35. Reinhardt, H., "Fracture mechanics of fictitious crack propagation in concrete", *HERON*, 29(2), 1984, pp. 3-42.

36. Carol, I., Prat, P. y López, M., "Normal/shear cracking model: application to discrete crack analysis", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 123, 1997, pp. 765-773.

37. Cendón, D. A., Gálvez, J. C., Planas, J. y Elices, M. "Modelización de la Fractura del Hormigón en Modo Mixto", *Anales de Mecánica de la Fractura*, V. 16, 1999, pp. 292-297.

38. Cervenka, J., *Discrete Crack Modelling in Concrete Structures*, Tesis Doctoral, University of Colorado, 1994.

39. ABAQUS® *Users Manual*, Hibbit, Karlsson & Sorensen Inc., 1997.

40. Riks, E., "An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems", *Journal of Solids and Structures*, 15, 1979, 529-551.



MANUAL DE PAVIMENTOS INDUSTRIALES

El proyecto y la ejecución de un pavimento industrial no es una tarea fácil, pues requiere la colaboración estrecha no sólo del autor del mismo y de la Propiedad, sino también de los demás agentes intervenientes en el proceso (empresas especializadas en su construcción, plantas de hormigón y laboratorios de control de calidad).

Con el fin de facilitar esta labor, se ha redactado un manual que trata de recoger toda aquella información que puede ser precisa a la hora de diseñar y construir este tipo de pavimentos, estableciendo un marco común de referencia que sirva, al menos, para que en todos ellos se emplee una terminología y unos criterios comunes.

Los temas que se abordan abarcan aspectos de proyecto (características funcionales, magnitud y tipología de cargas actuantes, dimensionamiento, diseño de juntas, armado, características de los materiales, tipos de acabado, regularidad superficial, etc.), de construcción, de conservación y de refuerzo y reparación en caso necesario.

El manual ha sido elaborado por dos especialistas en la materia, que han contado con la colaboración de un Comité Técnico formado por expertos en el diseño, construcción, materiales y acabados de este tipo de pavimentos.

Autores: Carlos Jofré / Julio Vaquero
Título: Manual de Pavimentos Industriales
Edita: IECA
P.V.P: 3.505 (IVA incluido) + gastos de envío.

Los interesados en dicha publicación pueden consultar nuestra hoja WEB:
www.ieca.es

Utilización de materiales compuestos avanzados en el proyecto de un puente atirantado

Use of advanced composite materials in the design of a cable-stayed bridge

D. Cobo del Arco

Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universitat Politècnica de Catalunya

◆
R. Burgueño

Departamento de Ingeniería Civil, Michigan State University, Michigan, USA

◆
F. Seible

Departamento de Ingeniería Estructural, University of California, San Diego, California, USA

◆
A. Marí

Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universitat Politècnica de Catalunya

RESUMEN

Los materiales compuestos avanzados (fibra de vidrio o carbono embebidas en una matriz o resina) presentan unas relaciones resistencia/peso y rigidez/peso mucho mayores que las de los materiales convencionales y tienen además un muy buen comportamiento frente a la corrosión, pero han sido poco utilizados hasta la fecha en el campo de la ingeniería estructural. Para demostrar las posibilidades reales de aplicación en este campo de estos materiales, en la Universidad de California, San Diego se va a construir próximamente un puente atirantado para tráfico de carretera de 137 m de longitud utilizando materiales compuestos avanzados en la mayoría de sus elementos estructurales resistentes más significativos. En este artículo se presenta un resumen de algunos de los aspectos más sobresalientes del proyecto de este puente singular.

most significant parts of the design of this unique bridge is presented in this paper.

INTRODUCCIÓN

Los materiales compuestos avanzados están formados por una matriz de tipo polimérico (una resina) reforzada con fibras sintéticas (vidrio, aramida o carbono). Se originaron después de la Segunda Guerra Mundial para su uso en la industria aeronáutica y militar y han encontrado más modernamente gran aplicación en la industria deportiva y automovilística. En comparación con los materiales convencionales (hormigón y acero) los materiales poliméricos reforzados con fibras (FRP) tienen unas relaciones resistencia/peso y rigidez/peso mucho mayores y son por lo tanto mucho más fáciles de manejar. Para cada aplicación particular las características resistentes de los FRP se pueden hacer "a medida" (lo que se llama *tailorability*). Igualmente presentan unas muy buenas propiedades frente a la corrosión y son electromagnéticamente neutros. A favor de los materiales compuestos se ha argumentado también que son así mismo reciclables y que su fabricación requiere únicamente una cuarta parte de la energía necesaria para fabricar acero, conceptos que son muy importantes desde el punto de vista de la sostenibilidad [1]. Sin embargo, y a pesar de todas estas ventajas, hasta inicio de los años 90 la aplicación de estos materiales en el campo de la ingeniería civil había sido prácticamente anecdótica. Meier [2], por ejemplo, ha relatado las aplicaciones de los FRP en la ingeniería de puentes hasta 1991 citando únicamente tres

SUMMARY

Advanced composite materials (FRP) have a higher strength and stiffness to weight ratios than conventional materials. In addition, they have very good corrosion resistance properties. However they have been very seldom used in the structural engineering field. The construction of a an advanced technology 137m long cable-stayed bridge in the University of California, San Diego is scheduled for 2001. The bridge is designed using composite materials for the majority of its primary structural resistent members. A summary of the



puentes construidos enteramente con FRP. Fundamentalmente esto cabe atribuirlo al elevado coste de estos materiales (la resina y las fibras), al elevado coste de la fabricación y quizás al desconocimiento de las posibilidades de estos materiales por parte de los ingenieros estructurales [3].

Esta situación ha cambiado gradualmente desde entonces. Por un lado los materiales compuestos avanzados han sido aplicados con éxito en la reparación y el refuerzo de estructuras. En contraste con las (más baratas) placas encoladas de acero, las láminas poliméricas reforzadas con fibras de carbono (CFRP) son mucho más fáciles de colocar (debido a su poco peso) por lo que han demostrado ser muy competitivas en un gran número de casos y de diferentes países [4-6]. El uso de camisas de FRP también ha demostrado ser muy competitivo, frente a las camisas de acero, en la rehabilitación frente al sismo de pilas de puente en California [4, 7]. Por otro lado, el desarrollo en la manufacturación de los materiales compuestos poliméricos (los procesos de pultrusión y de embobinado con fibras preimpregnadas (*wet filament winding*)) permite ahora la construcción de componentes de grandes dimensiones a costes razonables. Y por último, existe ahora la conciencia, entre la comunidad de ingenieros estructurales, de que el uso de estos materiales, conjuntamente con el desarrollo de nuevos sistemas estructurales que aprovechen sus ventajas, ofrece grandes posibilidades para la construcción de estructuras más económicas, durables y sostenibles [8].

Durante los últimos años el Departamento de Ingeniería Estructural de la Universidad de California en San Diego (UCSD) ha realizado un importante esfuerzo en investigación y desarrollo intentando hacer de los materiales compuestos poliméricos una alternativa real a los materiales convencionales en el campo de la ingeniería civil. Estos trabajos, dirigidos por el Profesor Seible y con la participación fundamental de Burgueño, han incluido el desarrollo de las camisas de FRP para el encamisado de pilas de puente y el proyecto de un puente de dos vanos de luz corta [9] y están culminando en el proyecto de un puente atirantado de 137 m de longitud utilizando materiales compuestos poliméricos en sus elementos estructurales resistentes. Cobo y Marí han colaborado en algunas partes del proyecto de este puente singular y han sintetizado en las siguientes páginas algunos de los aspectos más significativos del mismo.

UTILIZACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS MATERIALES COMPUESTOS AVANZADOS

Una introducción al comportamiento estructural de los materiales compuestos avanzados

Los materiales compuestos avanzados que serán considerados aquí son aquellos que están formados por fibras continuas embebidas en una resina o matriz. Las fibras proporcionan rigidez y resistencia mientras la matriz reparte la carga a través de las fibras, proporciona resistencia interlaminar y protege a las fibras de la humedad y de los agentes corrosivos químicos. Las fibras se colocan usualmente en diferentes capas o láminas que se pueden añadir en diferentes orientaciones para formar un laminado.

El comportamiento de las fibras puede suponerse que es elástico hasta rotura; su resistencia y rigidez son mucho mayores en la dirección longitudinal que en la perpendicular a la fibra. Las fibras de vidrio son usualmente más baratas y presentan alargamientos últimos muy elevados en rotura y resistencias altas, sin embargo su rigidez es relativamente baja y son vulnerables frente al ataque alcalino. La fibra de vidrio típicamente utilizada es la que es aislante eléctrico, conocida como E-glass. Las fibras de aramida (por ejemplo, el producto comercial Kevlar) presentan muy buenas resistencias a la tracción pero su comportamiento es muy pobre en compresión y bajo cargas mantenidas. Por último, las fibras de carbono tienen unas resistencias muy elevadas juntamente con unos módulos de elasticidad también muy altos, pero son considerablemente más caras.

A efectos prácticos la matriz también puede suponerse que se comporta elásticamente pero con un módulo de elasticidad mucho más bajo que el de las fibras. En ingeniería estructural las resinas típicamente utilizables son poliésteres, vinílicos o epoxies. Son resinas termoestables, se polimerizan a temperatura normal durante el proceso de curado estableciéndose en su forma final. Comparativamente los epoxies son generalmente más rígidos y tienen mayores resistencias, por contra son más caros y más viscosos.

Aunque las propiedades de las fibras y de las resinas dependen mucho de la calidad y del fabricante en la Tabla 1 se pueden observar propiedades típicas de fibras y resinas utilizables en ingeniería civil.

Las propiedades de cada lámina dependen principalmente de las propiedades de las fibras, de las propiedades de la matriz y de la proporción de la mezcla (es decir, del % de volumen de fibras V_f respecto del total). El comportamiento de la lámina es altamente ortotrópico, pues puede asumirse que en la dirección de las fibras las cargas se resisten en paralelo por las fibras y por la matriz, mientras en la dirección perpendicular el mecanismo resistente es en serie. Es entonces sencillo justificar, por ejemplo [10], que en la dirección de las fibras el módulo de elasticidad de la lámina puede obtenerse como:

$$E_{11} = E_m (1 - V_f) + E_f V_f \approx E_f V_f$$

en donde E_f = módulo de elasticidad de las fibras, generalmente mucho más elevado que E_m = módulo de elasticidad de la matriz. Esta ecuación es usualmente conocida como la Regla de las Mezclas (*Rule of Mixtures*). Similarmente en la dirección transversal el módulo de elasticidad E_{22} , el módulo de cizalladura G_{12} y el coeficiente de Poisson ν_{12} se pueden obtener como

$$E_{22} = \frac{E_f E_m}{E_f (1 - V_f) + E_m V_f} \approx \frac{E_m}{1 - V_f}$$

$$G_{12} = \frac{G_f G_m}{G_f (1 - V_f) + G_m V_f}$$

$$\nu_{12} = V_f \nu_f + (1 - V_f) \nu_m$$

en donde de nuevo los subíndices f, m se corresponden con las fibras y la matriz, respectivamente.

Tabla 1. Características mecánicas típicas de fibras, resinas y láminas unidireccionales

| | Mod.Elast. E (GPa) | Coef. Poisson ν_{12} | Deformación en rotura | Resistencia (MPa) | Densidad (KN/m ³) |
|----------------------------|-----------------------|-----------------------------|--------------------------|----------------------|----------------------------------|
| Carbono (AS4) | 227.4 | 0.20 | 0.017 -0.012 | 3927 -2756 | 17.7 |
| E-Glass | 72.3 | 0.20 | 0.025 -0.015 | 1860 -1100 | 25.5 |
| Kevlar 49 | 124.0 | 0.36 | 0.022 -0.0042 | 2756 -517 | 14.1 |
| Epoxy | 4.3 | 0.34 | --- | 78 -193 | 12.4 |
| Vinylester | 3.4 | 0.38 | --- | 76 -373 | 12.4 |
| 60% carbono/ epoxy | 137.8 | 0.26 | 0.017 -0.012 | 2343 -1654 | 15.6 |
| 60% E-glass/ vinylester | 44.8 | 0.27 | 0.025 -0.015 | 1120 -672 | 20.3 |

Generalmente los contenidos en volumen de fibra respecto del total están en el entorno del 30-60%. En la Tabla 1 se tienen características típicas de una lámina unidireccional con un 60% carbono/epoxy y de una lámina unidireccional con un 60% E-glass/vinylester. Como se ha comentado, el módulo de elasticidad de la lámina depende fundamentalmente del ángulo de aplicación de la carga. Esta variación puede observarse en la Figura 1.

Las propiedades del producto final, el laminado, dependen de las propiedades de las láminas y de su orientación relativa. Si se orientan las láminas en la misma dirección se obtienen laminados rígidos en esa dirección, pero con comportamiento muy pobre en la dirección perpendicular. Orientando n láminas con diferentes ángulos iguales (cada lámina formando un ángulo $360^\circ/n$ con las láminas adyacentes) se obtiene un material con características quasi-isótropas (el módulo de elasticidad para un laminado quasi-isótropo puede obtenerse [11], en primera aproximación, como $3E/\sqrt{8}$). Por ejemplo, para el material compuesto 60%carbono/epoxy de la Tabla 1 el módulo de elasticidad longitudinal es $E=137.8$ GPa si las láminas se orientan en la misma dirección. Este módulo baja hasta $E=51.2$ GPa (todavía un material bastante rígido) si el laminado es quasi-isótropo. Estos casos típicos obviamente presentan propiedades muy diferentes. Así pues, el proyectista tiene multitud de elecciones, y puede diseñar su material en cada situación dependiendo de sus necesidades (*tailorability*). Esto hace al proyecto con materiales compuestos único y diferente del proyecto con materiales convencionales. Sin embargo, debe tenerse presente que esta flexibilidad de diseño en general da lugar a laminados con comportamientos anisotrópicos que por ende incrementan la dificultad del análisis.

La rotura de los materiales compuestos avanzados se produce siempre de manera frágil. Aunque este hecho podría considerarse como un problema de cara a la aplicación de estos materiales en el mundo de la ingeniería de estructuras, debe remarcarse que estas roturas se producen para deformaciones de los materiales muy elevadas que provocan, en general, movimientos estructurales muy grandes. La rotura en el material compuesto se investiga usualmente a nivel de lámina. Cuando se aplican tensiones de tracción en la dirección de las fibras la rotura se produce por fractura de las fibras. Las deformaciones últimas de las fibras de carbono están generalmente en el entorno del 1-2% (0.017 para el caso de la Tabla 1. Las deformaciones en rotura en tracción de las fibras de vidrio son todavía superiores. Cuando la tensión es de compresión la rotura de la lámina se produce generalmente por pandeo de las fibras para una deformación sustancialmente menor que en tracción (pero aún -0.012 de acuerdo con la Tabla 1 para el ejemplo de carbono/epoxy). En cuanto a la resistencia en la dirección transversal, las láminas unidireccionales presentan resistencias a la tracción muy bajas que se producen para deformaciones bastante menores que las que provocarían la rotura de la matriz; este hecho está causado por concentraciones de tensiones en la matriz debido a las coacciones que introducen las fibras. Cuando el laminado se carga en diferentes direcciones las interacciones en rotura se pueden tener en cuenta de manera adecuada a través de criterios de esfuerzos biaxiales (e.g., método de Tsai-Hill [10]).

Además la rotura del laminado puede producirse por fisuración en la matriz y por delaminación (separación de las láminas). Generalmente esta última se atribuye a la existencia de tensiones interlaminares (fuera del plano) provocadas en la

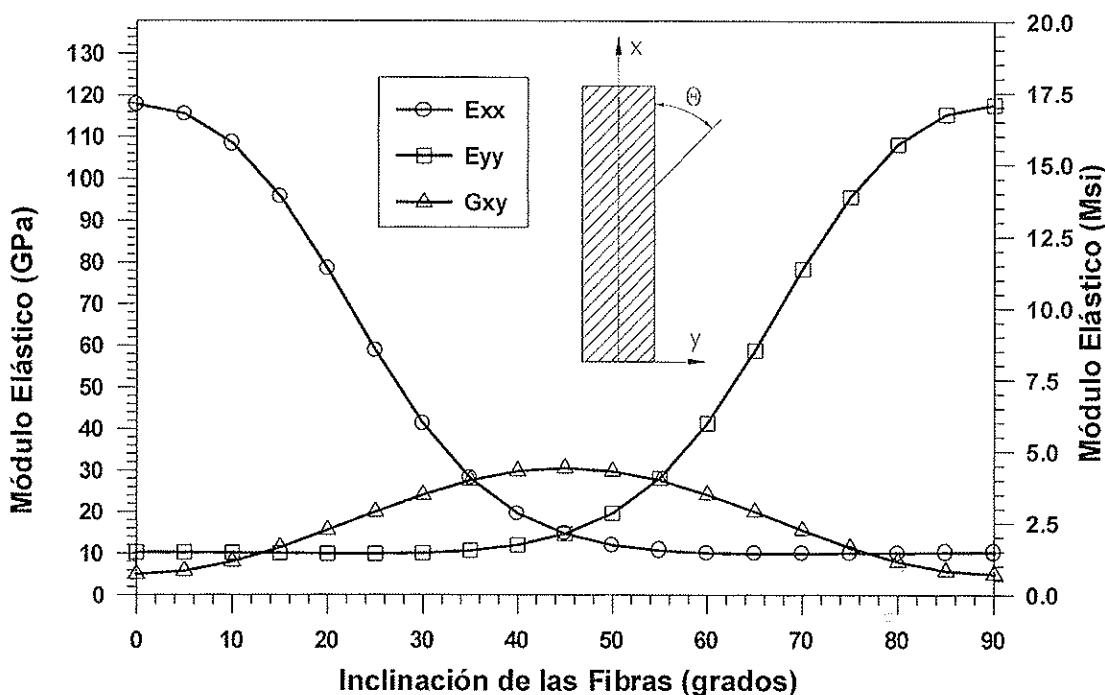


Figura 1. Variación del módulo de elasticidad con el ángulo de aplicación de la carga.

zona cerca de bordes libres por el hecho de que la tensión tangencial en cada una de las láminas tiene que decaer a cero en esos bordes. Estas tensiones interlaminares pueden ser especialmente importantes alrededor de agujeros. Cabe notar que tales tensiones también se deben a demandas rotacionales concentradas del laminado, o demandas de cortante transversal.

Fabricación

Dependiendo de la forma y de las dimensiones de los elementos, los materiales compuestos utilizables en ingeniería civil pueden manufacturarse [12] “a mano” (*hand lay-up*), por embobinado (*filament winding*) o por pultrusión. En el método manual, se colocan capas sucesivas de fibras en un molde de acuerdo con el siguiente procedimiento: la resina se aplica sobre la superficie, se añaden las fibras y se pasa un rodillo o un cepillo para consolidar las fibras en la matriz. El proceso manual requiere mucha mano de obra y la calidad del producto depende mucho de la habilidad de los operarios. Para incrementar la calidad y reducir el volumen de poros en la matriz el proceso se puede acabar envolviendo el laminado con una membrana y haciendo el vacío de modo que la presión diferencial prese el laminado sobre el molde.

En el método del embobinado (Figura 2), se arrollan fibras continuas, bajo un determinado ángulo, sobre un mandril giratorio. Las fibras se impregnan previamente en un baño de resina. Este proceso es muy automático y puede ser muy económico, siendo más efectivo para la fabricación de componentes con superficies de revolución.

El proceso de pultrusión consiste en estirar un conjunto de fibras previamente impregnadas en resina a través de un molde caliente. Mediante este proceso, que es relativamente barato (cuando las cantidades del producto son importantes

como para compensar el coste de la inversión en el molde) y fácilmente repetitivo, se pueden producir elementos estructurales de sección constante en longitudes continuas. Productos típicos son perfiles estructurales en I, angulares, U, barras de armar o tubos estructurales. Es por la facilidad en producir estos tipos de elementos de manera económica por lo que el proceso de pultrusión es el que puede ser más rápidamente aceptado en el área de las estructuras de obra civil. Actualmente el método de pultrusión está limitado a tamaños moderados de sección transversal y la producción de grandes componentes es difícil.

Algunos conceptos para el uso de materiales compuestos en estructuras

Como se acaba de presentar, los materiales compuestos avanzados ofrecen nuevas posibilidades al proyecto de

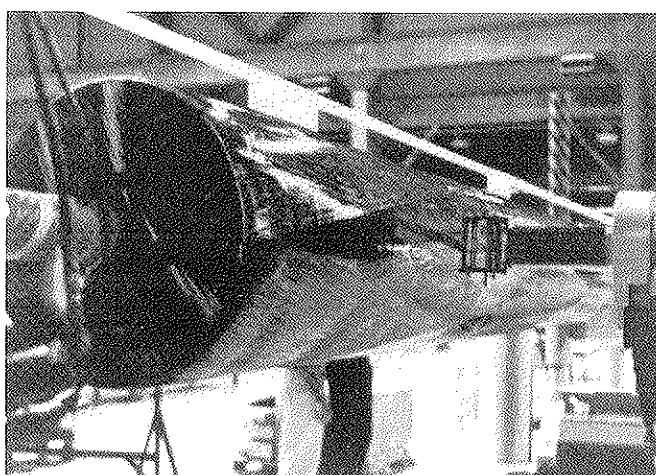


Figura 2. Construcción por embobinado de un tubo de carbono/epoxy.

estructuras. Sin embargo debe insistirse en el hecho de que el éxito de la introducción de estos materiales en el área de la ingeniería estructural no pasa por la simple sustitución de elementos estructurales uno por uno. La introducción de un nuevo material demanda el desarrollo de nuevas formas estructurales que se adecúen a las nuevas características resistentes del mismo. En el caso de los materiales compuestos avanzados estas nuevas formas o conceptos estructurales deberían tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Utilizando materiales compuestos avanzados la construcción de estructuras puede ser más fácil (en términos de plazos y en cuanto a medios de ejecución) debido a su bajo peso.
- Los materiales compuestos avanzados deberían utilizarse en combinación con los convencionales aprovechando las ventajas de cada tipo de material. Sin embargo debe tenerse en cuenta que el vidrio (E-glass) no resiste el ataque alcalino (la combinación con hormigón es problemática) y el carbono en contacto con el acero puede desarrollar una pila galvánica.
- La falta de ductilidad de los materiales compuestos avanzados debe tenerse en cuenta en todas las fases del proyecto, siendo especialmente importante cuidar los detalles en las zonas en donde se puedan producir concentraciones de tensiones o demandas rotacionales.
- Las uniones (atornilladas o con adhesivos) son difíciles de materializar (y son zonas débiles debido a las concentraciones de tensiones). A este respecto conviene examinar la posibilidad de utilizar en las uniones materiales convencionales. De este modo puede incluso introducirse ductilidad en el sistema estructural.
- El coste de los materiales compuestos avanzados es, hoy por hoy, más alto que el de los materiales convencionales. Este

coste puede reducirse si se utilizan procesos de producción automatizados como el embobinado (*filament winding*) y la pultrusión.

EL PUENTE ATIRANTADO I-5/GILMAN

Descripción

El puente atirantado de tecnología avanzada I-5/Gilman (Figuras 3 a 5) unirá las partes Este y Oeste del campus de la Universidad de California, San Diego divididos por la autopista interestatal I-5. El puente se construirá con materiales compuestos avanzados como proyecto de demostración para evaluar la aplicación de estos materiales en infraestructuras de ingeniería civil. El puente tiene 137 m de longitud, con dos planos de tirantes en semiabanico y con una única torre en A de 58 m de altura en posición asimétrica. La sección transversal del puente, de 18,3 m de ancho, acomoda 2 carriles de tráfico, dos carriles de bicicletas, dos pasos para peatones y dos túneles de servicios. El canto estructural del puente es 1,34 m.

Longitudinalmente el puente consiste en dos tubos laterales de carbono/epoxy llenos de hormigón soportados en el doble plano de tirantes desde la torre en A. La separación tipo de los tirantes es 4,88 m. Por consideraciones de coste sólo algunos de los tirantes serán de materiales compuestos (carbono y aramida). Las pilas de la torre consisten también en tubos de carbono/epoxy llenos de hormigón, la parte superior se resuelve con materiales convencionales. Transversalmente el puente consta de una losa de hormigón con fibras poliméricas cortas y sin armadura que descansa en unas vigas híbridas tipo cajón de vidrio/carbono/vinylester. El peso total del puente es de 7.32KN/m², un 30% del cual corresponde a elementos no estructurales (barandillas, impostas y barreras,

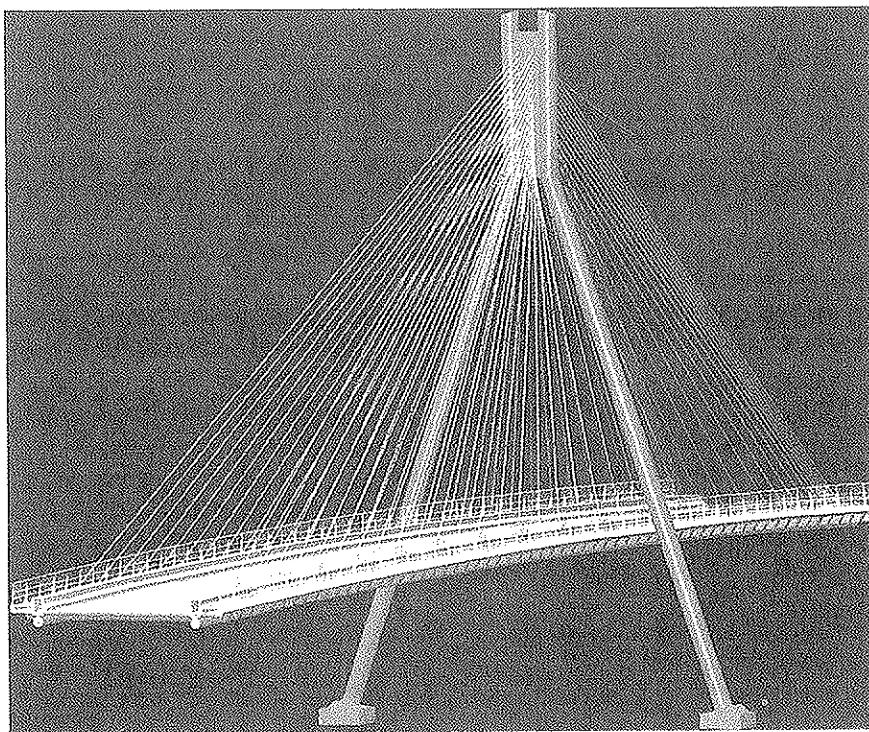


Figura 3. El puente atirantado de tecnología avanzada I-5/Gilman.

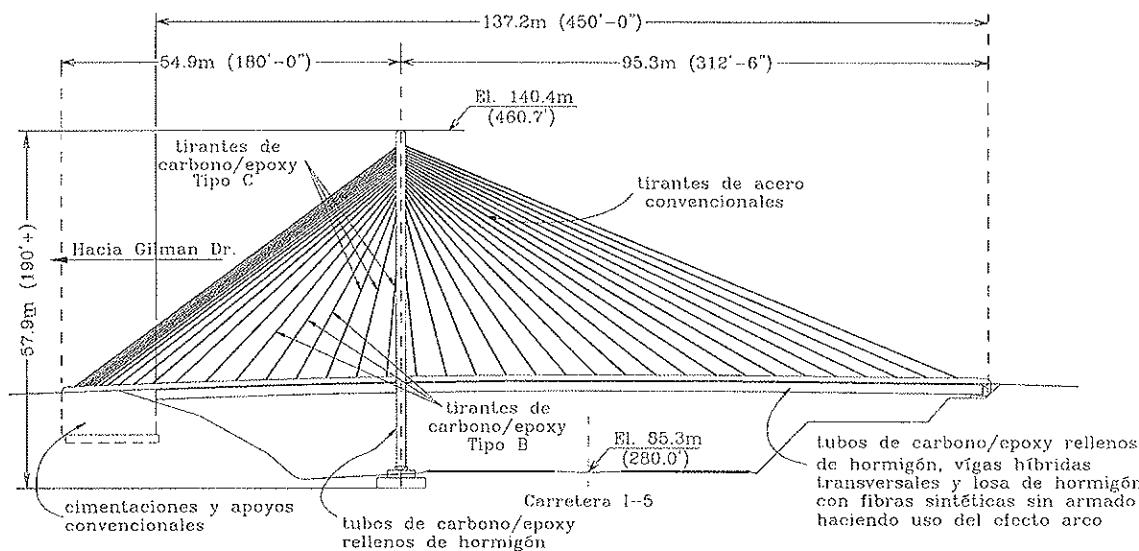


Figura 4. Alzado del puente.

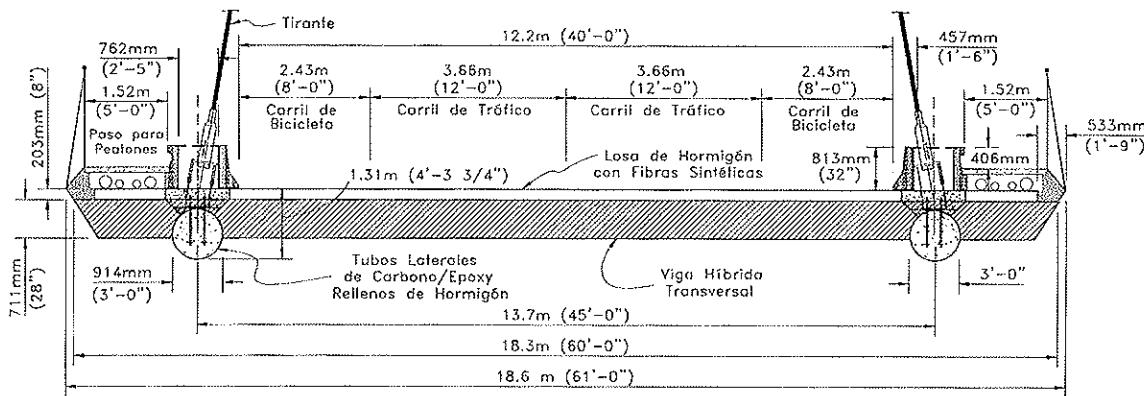


Figura 5. Sección transversal del puente I5/Gilman (1'=0.3048m; 1"=0.0254m).

servicios...). Tanto las cimentaciones como los estribos serán convencionales.

Proyecto y análisis del sistema estructural longitudinal

Los tubos laterales de carbono/epoxy (ver Figura 6) rellenos de hormigón son los principales elementos resistentes del sistema estructural longitudinal. Los tubos combinan eficientemente materiales convencionales y materiales compuestos de acuerdo con el siguiente principio: el tubo de carbono confina al hormigón y proporciona capacidad mecánica en tracción, mientras el hormigón estabiliza al tubo delgado y proporciona capacidad mecánica en compresión (para soportar las componentes horizontales de las reacciones de los tirantes). Internamente el tubo se construye con corrugas para facilitar la transferencia de rasantes. El tubo de carbono/epoxy puede ser manufacturado fácilmente por embobinado y sirve también de encofrado (ligero) en las fases de construcción. El concepto, con sus orígenes en el refuerzo de pilas de puente con encamisado de FRP, puede ser aplicado tanto a vigas como a pilares (es de hecho utilizado también en las pilas de la torre). Este concepto ha sido además utilizado en el pro-

yecto de un puente de 2 vanos en California actualmente en construcción [9].

El sistema longitudinal del puente hace uso de acción compuesta entre la losa de hormigón y los tubos laterales. La conexión entre la losa y los tubos se realiza mediante estribos de acero (Figura 7), siendo el mecanismo resistente una combinación de efecto pasador y de cortante-fricción [13]. Los anclajes de los tirantes también se unen con elementos de acero a los tubos (Figura 8). El empalme entre tubos se realiza combinando una chaqueta externa híbrida de carbono y vidrio con barras interiores de acero corrugado. El uso de elementos de acero, que se pueden anclar perfectamente en el hormigón interior confinado, minimiza los problemas de uniones en los elementos de FRP, y hasta cierto punto introduce ductilidad.

En el puente I-5/Gilman los tubos laterales tendrán un diámetro interior de 914 mm con un espesor de 10 mm. Los tubos se proyectan para tener un contenido de fibras en volumen cercano al 55%. La densidad (en peso) de los tubos es de 15,7KN/m³, lo que da un peso de 0,45KN/m por tubo. En las fases preliminares del proyecto del puente se pensó que las

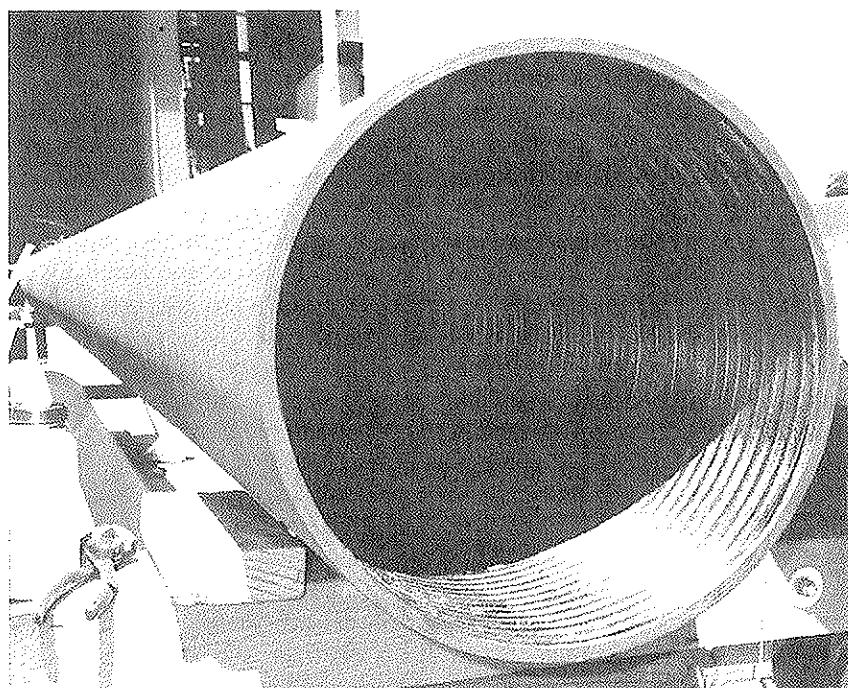


Figura 6. Un tubo de carbono/epoxy.

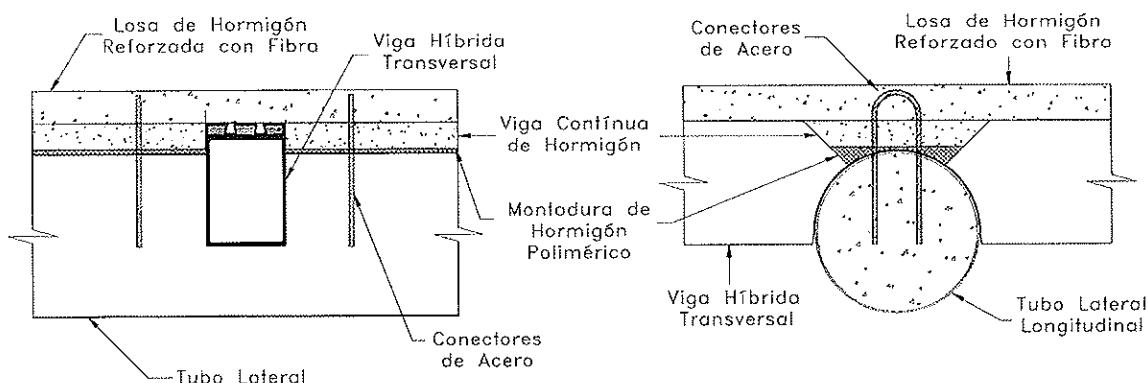


Figura 7. Detalle de conexión entre el tubo y la losa.

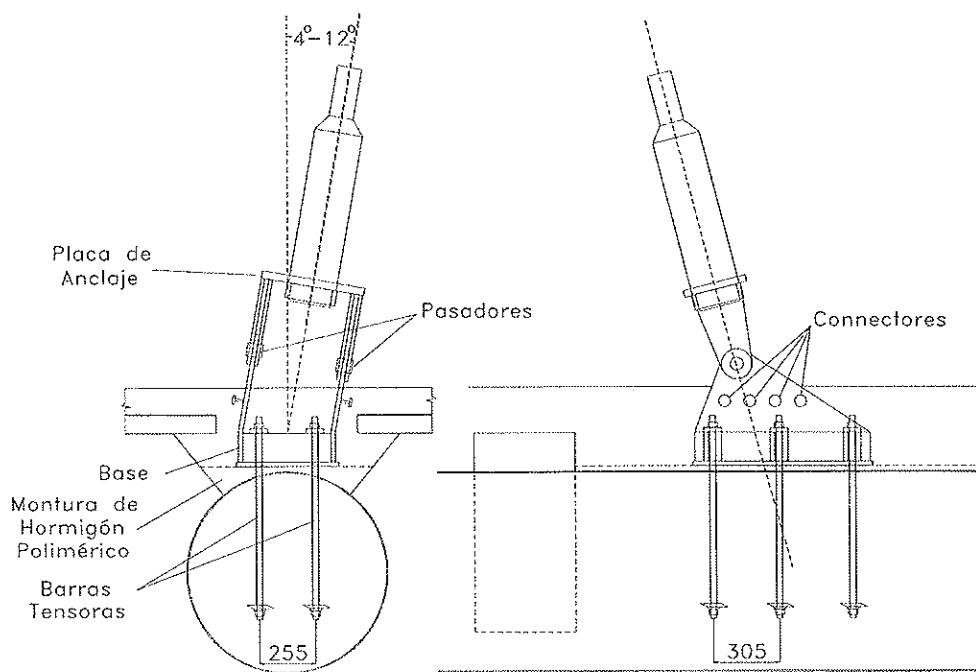


Figura 8. Detalle del anclaje del tirante.

fibras deberían orientarse principalmente en la dirección longitudinal (para dar rigidez y resistencia) y en la dirección circunferencial para proporcionar confinamiento y resistencia frente al cortante. Sin embargo, análisis de detalle con elementos finitos mostraron que, con esta configuración de fibras, la presencia del conjunto de agujeros necesarios para conectar los tubos, la losa superior y los tirantes producía concentraciones de tensiones muy importantes. Para disminuir estos problemas se optó entonces por dimensionar los tubos con características aproximadamente quasi-isotrópicas. Las fibras utilizadas tienen propiedades parecidas a las de la Tabla 1. El módulo de elasticidad considerado en el proyecto es $E = 52500 \text{ MPa}$, obtenido de acuerdo con la teoría clásica de laminados. Nótese que este valor coincide sensiblemente con el valor sugerido anteriormente para un material compuesto quasi-isótropo del tipo 60% carbon/epoxy.

Durante los últimos años se han ensayado en UCSD [14] tubos compuestos similares. De acuerdo con la experiencia adquirida se ha considerado razonable adoptar para estos tubos una deformación nominal en rotura de 0.01 en tracción y de -0.006 en compresión. Como ya se ha comentado se puede asumir comportamiento elástico hasta rotura, dando entonces unas resistencias en rotura de 520 MPa en tracción y de 312 MPa en compresión.

La estructura se ha proyectado de acuerdo con la filosofía de los estados límite. Cuando ha sido posible (eg. definición de cargas, combinaciones, propiedades de los materiales convencionales) el proyecto se ha basado en el código americano AASHTO/LFRD Bridge Design Specifications [15]. En ausencia de requisitos específicos para FRP se ha considerado adecuado tomar un coeficiente de seguridad de 2 para las deformaciones últimas de estos materiales en los Estados Límites Últimos (frente a cargas mayoradas). Bajo cargas permanentes (con cargas no mayoradas) se exige además que la máxima deformación en el material compuesto sea menor que el 20% de la deformación nominal en rotura.

Aunque se están desarrollando actualmente estudios de detalle con elementos finitos, el proyecto básico del puente se ha desarrollado utilizando elementos de vigas. En estos análisis las propiedades mecánicas de las vigas se han obtenido considerando las características elásticas de los materiales. Una vez determinados los esfuerzos, las tensiones en cada parte de la sección se obtienen de acuerdo con un análisis momento-curvatura utilizando la relación tensión-deformación correcta para cada uno de los materiales.

Los análisis efectuados muestran que ante la acción de la sobrecarga la parte del vano largo cercana al estribo Este está sujeta a momentos flectores muy importantes que fisurarían el hormigón. Para evitar esta situación los tubos se pretensan en esa zona. El pretensado de los tubos se efectuará antes de la colocación del sistema transversal y del hormigonado de la losa.

La consideración de los efectos diferidos ha sido uno de los aspectos críticos en el proyecto. Como consecuencia del diferente comportamiento reológico de los materiales se produce redistribución interna de tensiones y parte de las tensiones iniciales en el hormigón se transfieren, a largo plazo, al tubo de carbono/epoxy. Ante carga permanente el tubo de car-

bono estará sometido a mayores tensiones de compresión a largo plazo que inicialmente; debido al carácter frágil del tubo esta evolución en las tensiones tiene que ser calculada de la manera más exacta posible. Adicionalmente a la redistribución interna de tensiones, y debido al carácter hiperestático del sistema estructural, se producirán redistribuciones de esfuerzos. Y la presencia de pretensado y el hecho de que la sección transversal se construya evolutivamente (con diferentes hormigones construidos en diferentes momentos) complica aún más la situación.

Aunque se están realizando análisis más sofisticados [16], en esta etapa del proyecto para evaluar los efectos de la fluencia y retracción del hormigón se ha utilizado el llamado método de la edad ajustada [17]. El procedimiento para el análisis se esquematiza en el diagrama de flujo de la Figura 9. Como resultado de la evolución de tensiones y deformaciones el movimiento máximo esperable ante carga permanente es de 46 mm. En la sección más crítica la compresión inicial en el tubo de carbono se incrementa de 20 MPa a 50 MPa, lo que muestra la importancia de tener los efectos de la fluencia en cuenta. En la zona pretensada la tensión de compresión en el hormigón en la parte inferior del tubo se reduce en un factor cercano a 0.80; esto obviamente tiene influencia en la cantidad de pretensado necesaria en esta zona.

El comportamiento del puente ante la sobrecarga tiene que ser investigado tanto inicialmente como a largo plazo. Bajo cargas de servicio, si el hormigón no fisura, la evaluación de tensiones es sencilla, pues se pueden calcular de manera ajustada bajo las hipótesis elásticas y se pueden añadir entonces a las previamente calculadas bajo carga permanente. La situación en servicio únicamente gobierna el dimensionamiento del pretensado en la zona cercana al estribo Este. Se acepta el pretensado parcial, estableciéndose la condición de que bajo carga frecuente (definida aquí como la sobrecarga uniforme más el 25% de la carga del camión) la tensión de tracción no supere la resistencia a la tracción del hormigón.

La situación es diferente bajo cargas mayoradas. Para calcular la resistencia última de la sección es imperativo realizar un análisis momento-curvatura. Como sea que las tensiones bajo carga permanente son diferentes a corto plazo que a largo plazo, los diagramas momento-curvatura se tienen que obtener, para las secciones críticas, tanto a corto plazo como a largo plazo. Esto se muestra en la Figura 10 en donde los diagramas momento-curvatura para la misma sección a corto y a largo plazo dan resultados diferentes (estos análisis están realizados suponiendo propiedades características para los materiales). En ambos casos la rotura se produce cuando la deformación en la parte inferior del tubo excede del valor nominal en rotura (0.01). Puede observarse que, obviamente, el momento de fisuración es más bajo a largo que a corto plazo. Esto queda en parte compensado por el hecho de que la tensión de compresión en el tubo es más grande a largo plazo, por lo que la capacidad de la sección a largo plazo sólo se reduce en un 5%.

Los códigos americanos calculan la resistencia última de las secciones aplicando un factor de reducción ϕ al valor de la capacidad obtenido con resistencias características. En ausencia de un factor ϕ específico para los tubos del puente I-5/Gil-

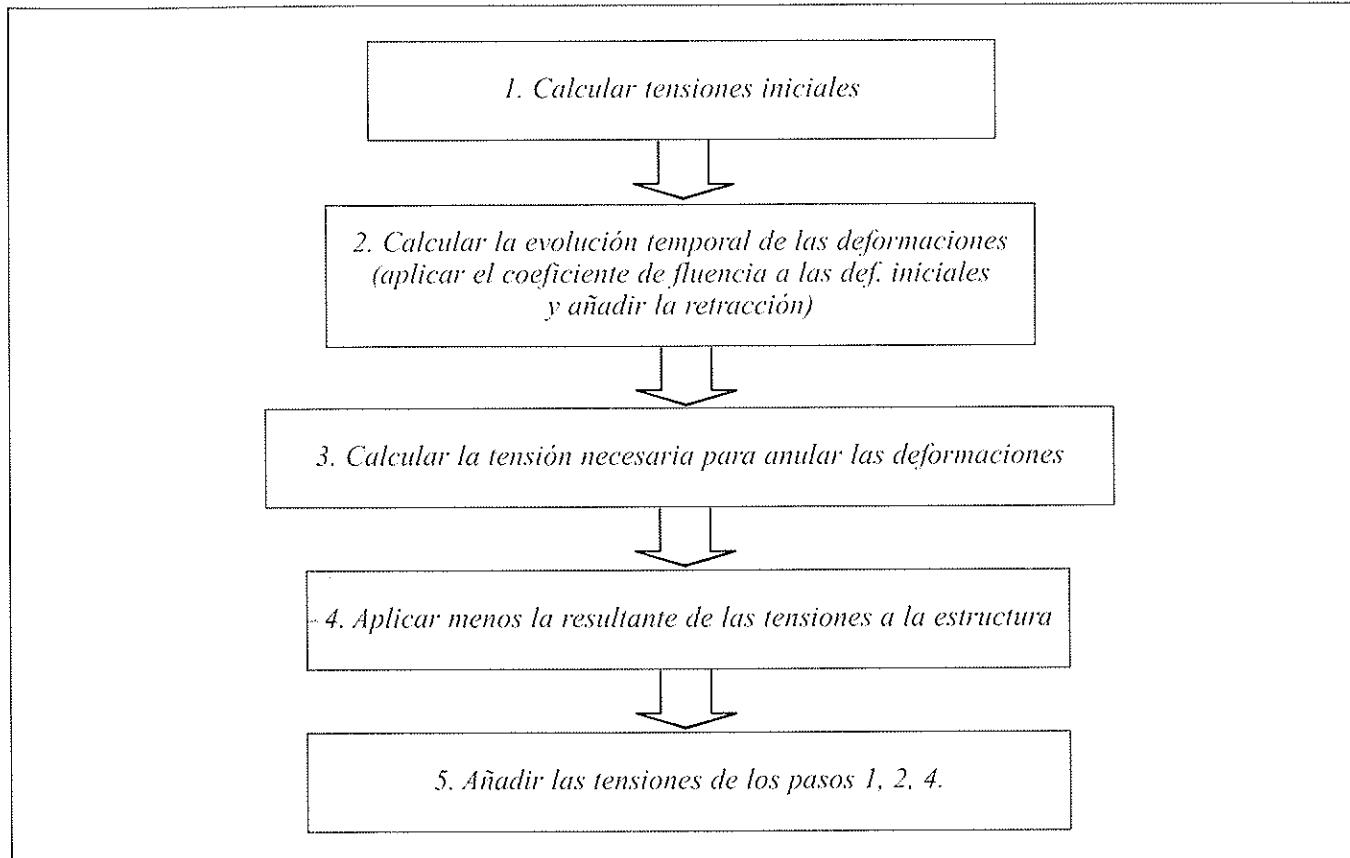


Figura 9. Diagrama de flujo para el cálculo de los efectos diferidos.

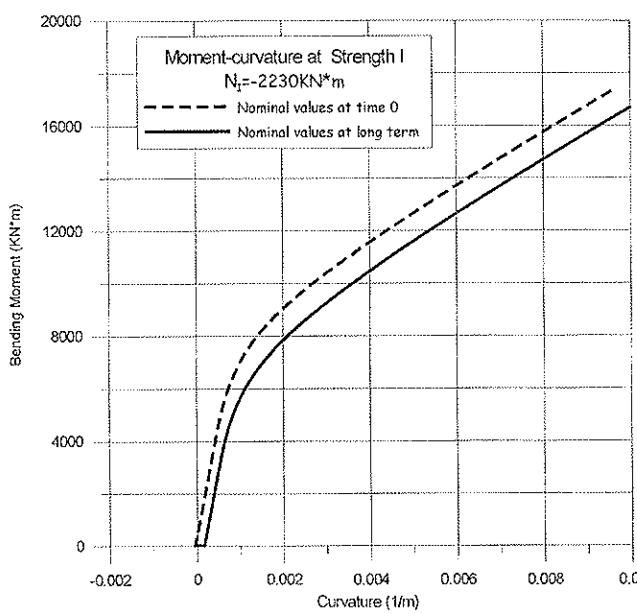


Figura 10. Diagrama momento-curvatura para la sección transversal. Comparación entre la respuesta a corto y a largo plazo.

máximo momento flector aplicable es $M=17420\text{KN}\cdot\text{m}$ calculado con valores característicos. Con valores reducidos se tiene $M=11720\text{KN}\cdot\text{m}$ (Figura 11). El factor de capacidad es por lo tanto $\phi=0.67$.

Actualmente se está trabajando en otros aspectos del proyecto, incluyendo el diseño sísmico (que en principio no

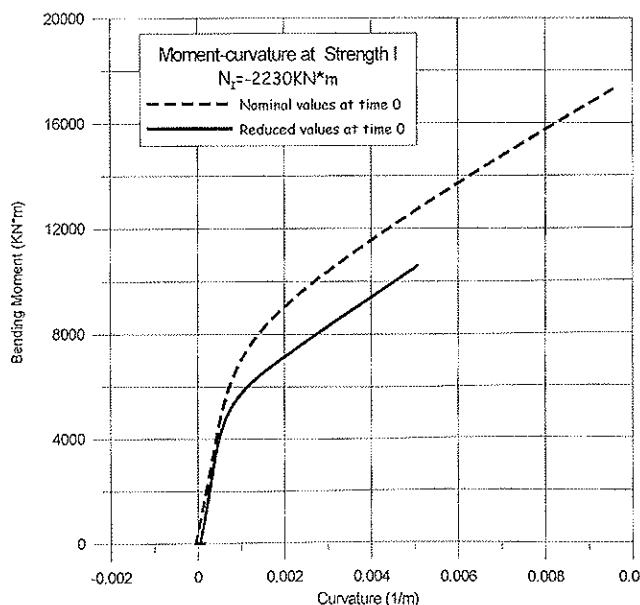


Figura 11. Diagrama momento-curvatura para la sección transversal. Comparación entre respuesta característica y con valores reducidos.

man la resistencia de las secciones se evaluó según la metodología europea, esto es, utilizando coeficientes de seguridad individualmente para cada uno de los materiales y limitando la deformación en el material compuesto a la deformación última en rotura (i.e., $0.01/2=0.005$). Para la sección crítica el

debería presentar ningún problema debido al poco peso del puente) y el comportamiento del puente ante las acciones del viento (análisis preliminares indican que la estabilidad aeroelástica no es problemática, pero debe esperarse al ensayo en túnel de viento para determinar la susceptibilidad ante el desprendimiento de remolinos).

Proyecto del sistema transversal

El sistema transversal del puente utiliza un nuevo concepto estructural (Figura 12) que está siendo actualmente desarrollado en UCSD. Vigas cajón híbridas (fibras de vidrio y de carbono con matriz de vinylester), con un interjeje tipo de 2.44m, se utilizan para salvar la luz entre los tubos de carbono/epoxy. Las vigas están estructuralmente conectadas (con conectadores de carbono/epoxy) a la losa superior de hormigón. La losa de hormigón se dimensiona sin armaduras haciendo uso del efecto arco [18] ante cargas concentradas y utilizando fibras cortas para controlar la fisuración debida a la retracción y a los efectos térmicos. Para que la acción arco pueda desarrollarse es necesario disponer de un tirante inferior entre las vigas. En el puente de Gilman este tirante consiste en unos paneles de FRP tipo sandwich (con un perfil parabólico en su cara superior) con un material ligero de relleno.

El proyecto de la viga cajón está gobernado por criterios de control de flecha. Las vigas (Figura 13) tienen un canto total de 711 mm, un ancho de 457 mm y un espesor nominal de almas de 19mm. La ala inferior, con un espesor nominal total de 25 mm, se refuerza con 6 mm de láminas de carbono unidireccionales. La geometría de la ala superior es tal

que permite el anclaje de los conectadores y de los paneles tirantes.

La caracterización estructural, y la verificación de los procedimientos de análisis y proyecto de este nuevo concepto de tablero híbrido se está realizando actualmente en UCSD basándose en ensayos de escala completa. Hasta ahora se han realizado ensayos a rotura sobre las vigas cajón híbridas y un sistema completo con dos vigas, los cuales han proporcionado ya resultados preliminares [19].

La caracterización de las vigas híbridas fue estudiada mediante un ensayo de flexión con la aplicación de cargas pseudo-estáticas por pistones y gatos hidráulicos (Figura 14). El comportamiento observado fue lineal-elástico hasta rotura, que se produjo en la ala inferior (a tracción) de la viga cajón en el centro del vano propiciada por un fallo de anclaje en los solapamientos de las láminas. La rotura se produjo de manera frágil, sin embargo, la viga fue capaz de deformarse muy significativamente antes de la rotura (aproximadamente una relación flecha/luz de 1/50) que ocurrió para una carga equivalente a 2.67 veces la carga de servicio.

El comportamiento general del sistema transversal del puente fue evaluado mediante un ensayo a flexión en un ensamblaje a escala completa de dos vigas cajón híbridas con la losa de hormigón en arco. Los componentes del sistema, que incluyen las dos vigas híbridas, los paneles tirantes, y los conectadores, se muestran en la Figura 15 durante la etapa de construcción. El sistema fue sometido a momentos flectores en un esquema de flexión a cuatro puntos (Figura 16). El sistema sufrió pérdida del anclaje entre las vigas y la losa a niveles aproximados a la carga de servicio. El sistema continuó

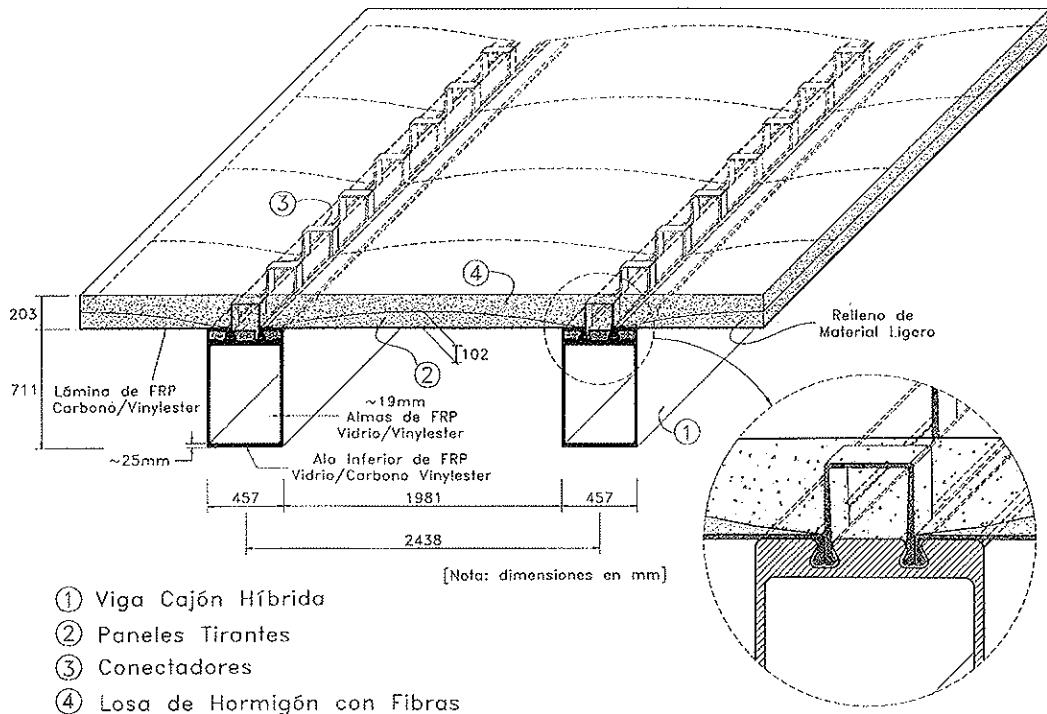


Figura 12. Nuevo concepto para tablero de puente con materiales compuestos.

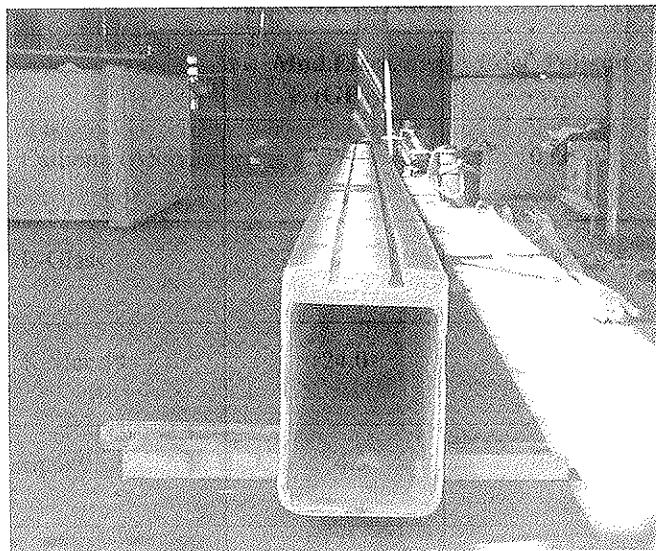


Figura 13. Una vista de la viga híbrida de vidrio/carbono.

soportando cargas hasta un nivel aproximado a 1.5 veces las cargas nominales de servicio. El fallo se produjo en la losa de hormigón en la zona de anclaje sobre las vigas debido a la pérdida de comportamiento compuesto entre los paneles tirantes y la losa en arco. El ensayo en el ensamblaje de dos vigas indicó que la transferencia de cortante entre la losa y las vigas, y la rigidez y la transferencia de cortante entre la losa de hormigón y los paneles tirante son puntos críticos que deben ser mejorados.

En general, la caracterización preliminar de los componentes y ensamblajes del sistema transversal han corroborado las

ventajas anticipadas de reducción de peso, fácil construcción, y gran resistencia del sistema completo, mientras que otros detalles locales aún requieren mejoras y mayor desarrollo. Los trabajos actuales incluyen la caracterización de los conectadores y la unión perpendicular de las vigas de cajón con el sistema longitudinal basado en los tubos carbono/epoxy.

CONSIDERACIONES FINALES

El proyecto del puente de I-5/Gilman se encuentra actualmente en su última fase. Los detalles finales del proyecto corren a cargo de *Jean Muller International y Libby Engineers Inc.* bajo la dirección de la Universidad de California, San Diego. Está previsto comenzar la construcción del puente en el año 2001. La abertura al tráfico del puente está prevista para el año 2003. Antes de la construcción se procederá a ensayar los principales componentes del puente, sus conexiones y su ensamblaje a Escala 1:1. Se considerarán también aspectos de durabilidad.

El uso de materiales compuestos avanzados puede permitir, en el futuro, crear estructuras más durables y fáciles de construir. No obstante, la implantación de estos materiales en el mundo de la ingeniería civil pasa por el desarrollo de nuevos sistemas estructurales que potencien las ventajas de estos materiales y minimicen sus inconvenientes. El estado actual de la técnica permite abordar ya la construcción de proyectos de gran envergadura, pero la falta de experiencia sobre el comportamiento de estos materiales a largo plazo plantea ciertos interrogantes. La construcción de este puente experimental y su posterior monitorización permitirá, sin duda, contestar a la mayoría de estas preguntas.

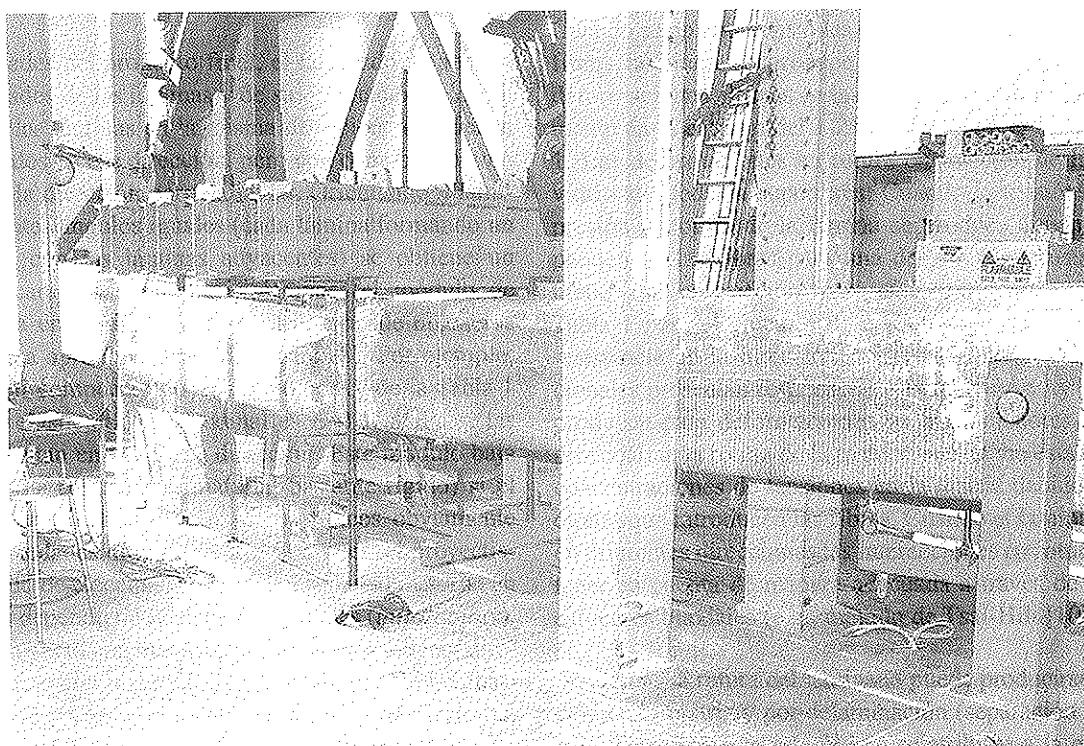


Figura 14. Ensayo de la viga hasta rotura.



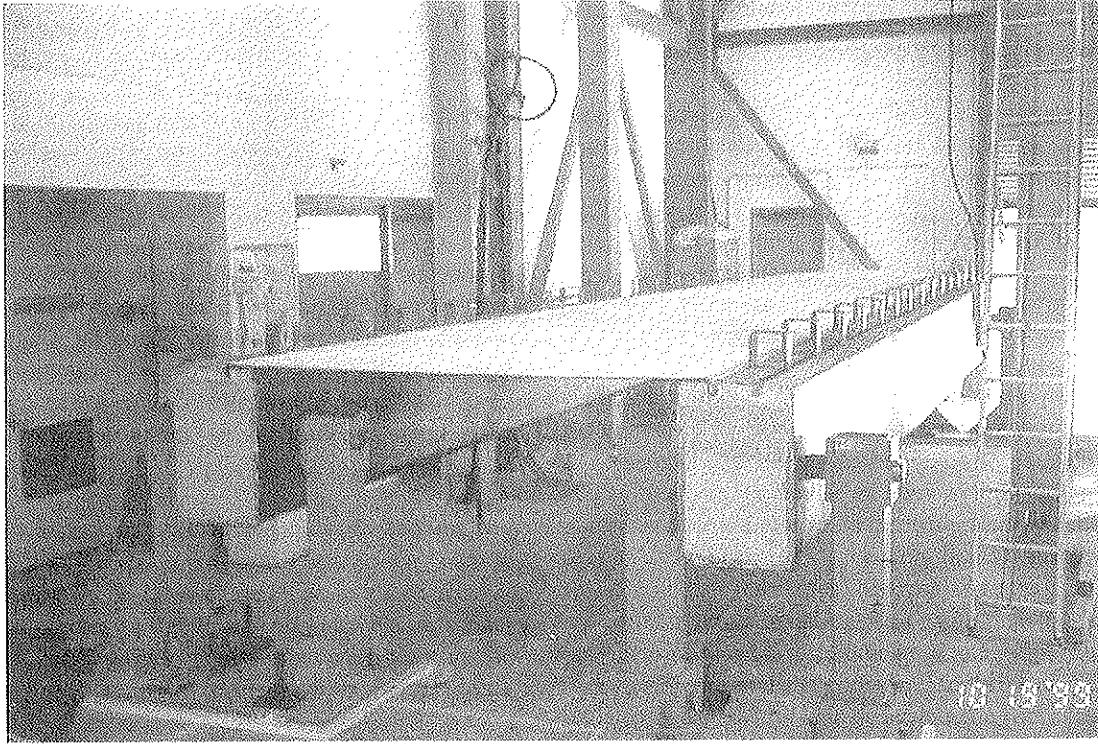


Figura 15. Construcción del ensamblaje a base de vigas híbridas.

AGRADECIMIENTOS

Diego Cobo del Arco desea expresar su agradecimiento a los Prof. A. Scordelis y Prof F. Seible y al *LABSE Foundation Council* por haber organizado y financiado su estancia de estudio en el Departamento de Ingeniería Estructural de la Universidad de California en San Diego. Igualmente desea agradecer la ayuda prestada por todo el personal investigador de UCSD (y especialmente la de R. Burgueño) durante su estancia.

REFERENCIAS

- [1] KELLER, T. *Towards structural forms for composite fibre materials*. Structural Engineering International, Vol. 9, 1999, pp. 281-285
- [2] MEIER, U. *Chapter 9. Case histories. Advanced composite materials with application to bridges*, Mufti A.A., Erki M.A., Jaeger L.G. Ed., Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, 1991, pp. 274-282.

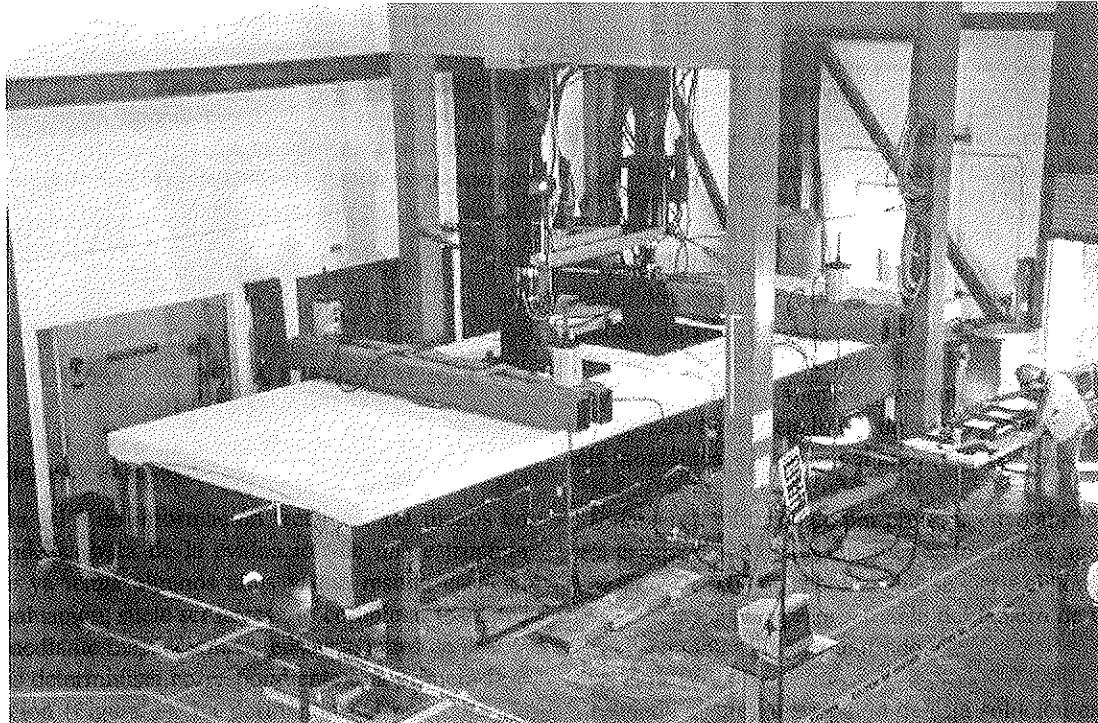


Figura 16. Ensayo del ensamblaje de dos vigas del sistema de vigas híbridas.

- [3] BURGOYNE, C.J. *Fiber-reinforced polymer composites for civil infrastructure in the USA*. Structural Engineering International, Vol. 9, 1999, pp. 267-273
- [4] KARBHARI, V.M.; SEIBLE, F. *Fiber-reinforced polymer composites for civil infrastructure in the USA*, Structural Engineering International, Vol. 9, 1999, pp. 263-266
- [5] MEIER, U. *Structural tensile elements made of advanced composite materials*. Structural Engineering International, Vol. 9, 1999, pp. 281-285
- [6] FUKUYAMA, H. *Fibre-reinforced polymers in Japan*. Structural Engineering International, Vol. 9, 1999, pp. 263-266
- [7] SEIBLE, F. et al. *Seismic retrofit of RC Columns with continuous carbon fiber jackets*. ASCE Journal of Composites for Construction, Vol 1., 1997, pp. 40-52
- [8] KELLER, T. *Advanced Materials: An Introduction*. Structural Engineering International, Vol. 9, 1999, pp. 250
- [9] SEIBLE, F. et al. *King Stormwater Channel and 1-5/Gilman Bridge USA*, Structural Engineering International, Vol. 9, 1999, pp. 250-253
- [10] HOLLOWAY, L. *Polymer composites for civil and structural engineers*, Chapman and Hall, Cambridge, 1993
- [11] PETERS, S. T. *Introduction, composite basics and road map*, Handbook of composites, Peters S.T. Ed., Chapman and Hall, Cambridge, 1998, pp. 1-20
- [12] ELLYIN F. et al. *Chapter 5. Material processing and manufacturing technology*. Advanced composite materials with application to bridges, Mufti A.A., Erki M.A., Jaeger L.G. Ed., Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, 1991, pp. 126-178.
- [13] ZHAO, L. *Prototyping and characterization of connection of pultruded-core composite bridge decks to a carbon shell girder system*. Doctoral Dissertation, University of California, San Diego, La Jolla, California, 1999
- [14] BURGUEÑO, R. *System characterization and design of modular fiber-reinforced polymer short and medium span bridges*. Doctoral Dissertation, University of California, San Diego, La Jolla, California, 1999
- [15] AASHTO. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 2nd Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, 1998
- [16] MARI A. *Numerical simulation of the segmental construction of three dimensional concrete frames*. Engineering Structures, Vol. 22, No 6, 2000, pp. 585-596
- [17] GHALI A.; FAVRE R. *Concrete structures. Stresses and deformations*. Chapman and Hall, 2 Editions, Cambridge, 1994
- [18] MUFTI, A.A. et al. *Experimental investigation of fibre-reinforced concrete deck slabs without internal steel reinforcement*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 20, No. 3, 1993, pp. 398-406
- [19] ZHAO, L., et al., *Preliminary Evaluation of the Hybrid Tube Bridge System*, Structural Systems Research Project, Test Report No. TR-2000/04, University of California, San Diego, February 2000.

SEMINARIOS TORROJA

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Ciclo n.º 35: Invierno 20001

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.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar normalmente los jueves alternos a las 12.00 horas (se exceptúa el correspondiente al 7 de marzo). 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.

Los seminarios programados para el trigésimo quinto ciclo, correspondiente al **invierno 2001**, son:

| Fecha | Ponente | Tema |
|-------------------------------------|--|---|
| 25 Enero | Fernando Dorrego Rodríguez Dr. en Ciencias Químicas Instituto Eduardo Torroja, CSIC | <i>Investigación aplicada y transferencia de tecnología</i> |
| 8 Febrero | Florentino Regalado Tesoro Ingeniero de Caminos CYPE Ingenieros | <i>Experiencia española en el uso de Hormigones de Alta Resistencia en edificación.</i> |
| 22 Febrero | Juan Ramón Baragaño Coronas Dr. en Ciencias Químicas | <i>Cementos no comunes conglomerantes hidráulicos en el nuevo milenio</i> |
| 7 Marzo Miércoles 12:15 horas | Ravindra Gettu Dr. Ingeniero de Caminos ETS de Ingenieros de Caminos, UPC | <i>Diseño y caracterización de hormigones de altas prestaciones</i> |
| 22 Marzo | Ana María García Gamallo Dra. en Arquitectura ETS de Arquitectura, UPM | <i>La evolución de las cimentaciones en la historia de la arquitectura</i> |

Cálculo aproximado de la presión máxima del terreno bajo zapatas rectangulares rígidas con carga biexcéntrica

Approximation of the maximum stresses under rectangular footings submitted to biexcentric loads

Francisco Morán Cabré

Dr. Ingeniero de Caminos

Instituto Eduardo Torroja, CSIC, Madrid

RESUMEN

Se estudia el problema de la obtención de la presión máxima del terreno bajo zapatas rectangulares rígidas sometidas a carga biexcéntrica, habitual en cimentaciones de puentes, naves industriales y edificios comerciales. Se supone que la distribución de presiones es plana con un posible despegue parcial en la zona de tracciones. El problema ha recibido un amplio tratamiento en la bibliografía. Las soluciones conocidas, no explícitas, recurren a algoritmos numéricos iterativos no suficientemente explicados. El método propuesto reduce el problema a otro de excentricidad en una sola dirección, de solución explícita. La precisión del método es suficiente: error medio y desviación típica inferiores al 0,6 por 100.

SUMMARY

This paper deals with the maximum soil stress under a rectangular footing submitted to a biexcentric load, as is usually the case in footings of bridges, industrial and commercial buildings. The stress distribution is linear but, as tension stresses cannot exist, a zone of the footing remains inactive. The problem has been treated in the literature. Classical solutions, not explicit, are based on not sufficiently explained numerical iterative algorithms. The proposed method reduces the problem to one of an uniaxial eccentric load, whose solution is explicit. Its approximation is sufficient: its average error and standard deviation are both less than 0.6 in 100.

1. INTRODUCCIÓN

El cálculo de las presiones del terreno bajo zapatas aisladas rígidas se suele realizar partiendo de dos hipótesis simplificativas: por una parte, se admite una distribución plana de presiones; por otra, se desprecian las presiones de tracción. El caso más frecuente en la práctica es el de zapatas rectangulares con carga biexcéntrica. Si bien en pórticos de edificación las excentricidades suelen ser de escasa importancia, no sucede lo mismo en zapatas de pilas de puentes, de naves industriales y de edificios comerciales.

El problema de la obtención de la distribución de presiones en estas condiciones no es trivial. Es conocido que, dependiendo de la situación de la resultante (Figura 1), pueden darse distintas distribuciones. Las resultantes situadas en la zona I (*núcleo central* de la zapata) producen una distribución en la que toda la zapata está comprimida: la línea neutra de presiones no corta a la zapata. En este caso se pueden calcular las presiones en las cuatro esquinas mediante una fórmula simple:

$$\text{si } \eta_a + \eta_b \leq \frac{1}{6} \quad \rightarrow \quad \sigma = \frac{N}{a \cdot b} (1 \pm 6\eta_a \pm 6\eta_b)$$

siendo:

$\eta_a = M_a / (N \cdot a)$ = excentricidad relativa en la dirección de la dimensión a ;

$\eta_b = M_b / (N \cdot b)$ = excentricidad relativa en la dirección de la dimensión b ;

N = carga vertical resultante en la base de la zapata, incluyendo su peso y el del terreno sobre la misma;

M_a = momento de la resultante N para el cual el canto es a ;

M_b = momento de la resultante N para el cual el canto es b ;

a, b = dimensiones en planta de la zapata.

También puede resolverse el problema directamente en caso de carga con excentricidad en una sola dirección situada en la zona III:

$$\text{si } \eta_a > \frac{1}{6} \text{ y } \eta_b = 0 \quad \rightarrow \quad \sigma_A = \sigma_C = \frac{4N}{3a \cdot b \cdot (1 - 2\eta_a)}$$

Cuando la resultante de las cargas actúa con excentricidades relativas situadas en las zonas II, III y IV (Figura 1), la tarea de encontrar la situación de la fibra neutra de presiones, necesaria para averiguar las presiones bajo las esquinas, es simple pero tediosa. Es un problema clásico al que se le han dado tres tipos de soluciones:

a) Soluciones *gráficas*, como las de Hahn (1946) –citado en Guerrin (1963)–, Teng (1962) –citado en Calavera (1986)–, Jiménez Montoya y otros (1973), Hackman (1977), García Gamallo (1986) etc.

b) Soluciones *analíticas* cerradas, como la de Irles e Irles (1992).

c) Soluciones *numéricas*, en forma de algoritmos iterativos incorporados a programas de ordenador, como las de Morán (1966, 1989), Peck y otros (1982).

Las soluciones gráficas se presentan para su uso en forma de ábacos de lectura imprecisa y propensa a errores. Las soluciones analíticas dan lugar a formulaciones muy complicadas para alguna de las zonas de la Figura 1, en especial para la zona II, en la que es necesario resolver una ecuación algebraica completa de octavo grado cuyos coeficientes son expresiones relativamente complejas de las variables del problema. Esta ecuación no puede resolverse por métodos analíticos cerrados, con lo que se recae en la necesidad de aplicar algoritmos numéricos iterativos para su resolución. Los algoritmos iterativos no han sido publicados y por tanto no pueden considerarse suficientemente conocidos y contrastados.

Lo anterior hace que el problema no pueda considerarse resuelto satisfactoriamente en la práctica, máxime teniendo en cuenta que la comprobación de zapatas de pilas de puentes o pilares de naves es una tarea que debe repetirse bajo un elevado número de hipótesis de carga.

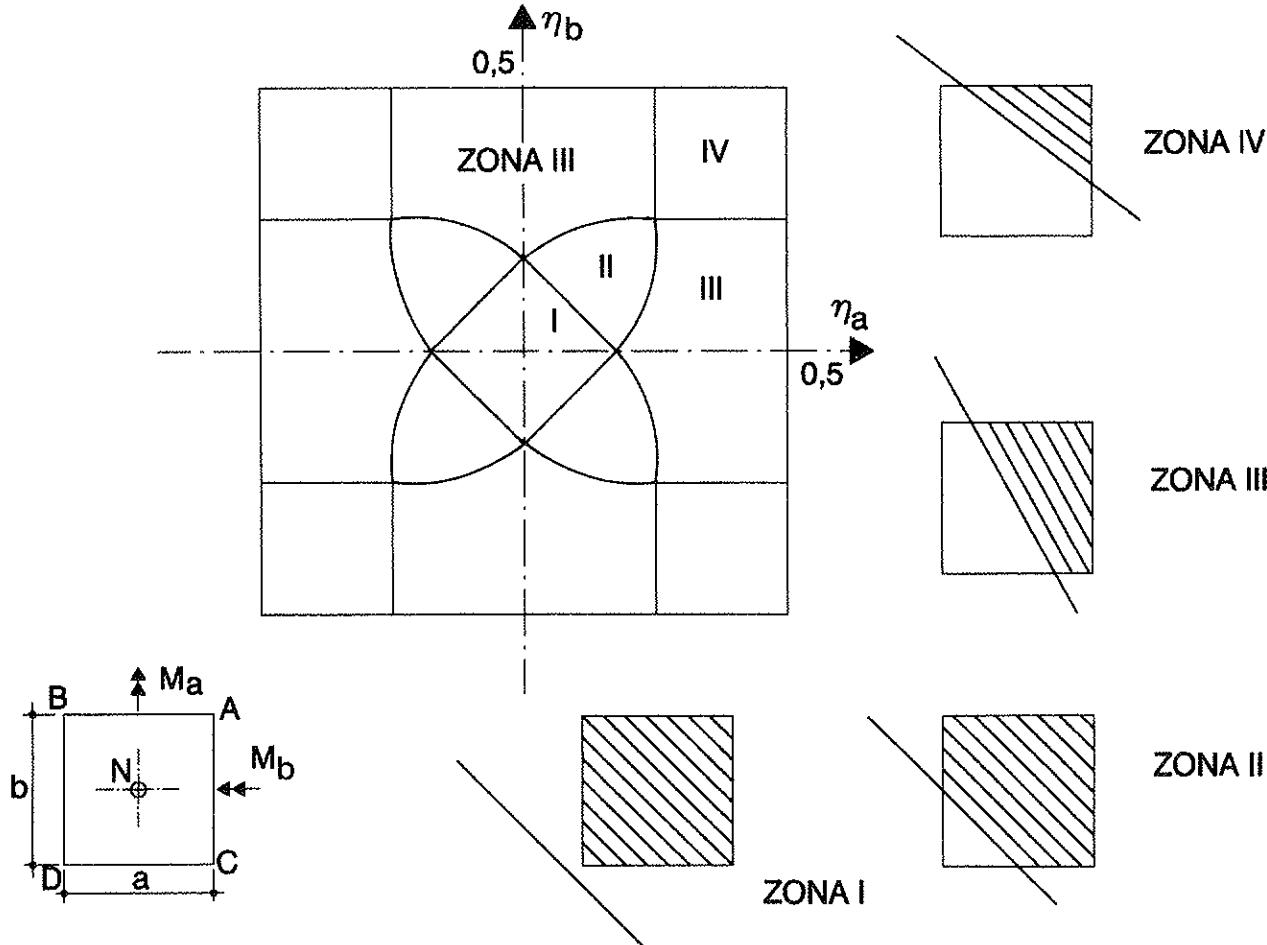


Figura 1: Zonas y posibles distribuciones de presiones del terreno bajo una zapata rectangular

2. REDUCCIÓN A UNA EXCENTRICIDAD EQUIVALENTE

El método propuesto para el cálculo aproximado de la presión máxima parte de la idea de reducir la excentricidad biaxial a una *excentricidad equivalente* en una sola dirección. Esta excentricidad equivalente es aquélla que produciría la misma presión máxima del terreno, es decir, la misma presión bajo la esquina más comprimida de la zapata.

Esta técnica es similar a la que se usa en las fórmulas aproximadas para el dimensionamiento de secciones de hormigón armado sometidas a flexocompresión esviada –véase por ejemplo Jiménez Montoya y Morán (1991)–.

Existen dos tipos de expresiones de la excentricidad equivalente. La primera es la que se basa en una *aproximación recta* o lineal:

$$\eta_r = \eta_a + \beta \cdot \eta_b$$

donde $\eta_a \geq \eta_b$ y β es un coeficiente que viene dado por:

$$\beta = \frac{\eta_0}{\eta_{45}} - 1$$

siendo (Figura 2) η_{45} y η_0 las excentricidades diagonal y uniaxial correspondientes a una misma curva equirresistente. Dicha curva es, en este caso, el lugar de los puntos tales que una resultante unitaria aplicada sobre ellos produce la misma presión máxima en la esquina más comprimida de la zapata. Mediante la *aproximación recta* se sustituye la curva equirresistente por la cuerda (Figura 2), por lo cual esta *aproximación* queda siempre del lado de la seguridad en el supuesto de que el valor del coeficiente β usado sea correcto. Más adelante

(apartado 3d) se verá cómo puede estimarse de forma adecuada ese valor.

La segunda expresión es la de la *aproximación de la curva equirresistente por una hiperelipse* que pase por los extremos de la cuerda, cuya ecuación resulta ser:

$$\eta_b = (\eta_a^\alpha + \eta_b^\alpha)^{1/\alpha}$$

siendo α el exponente de la hiperelipse, que está relacionado con el coeficiente β anterior mediante la expresión:

$$\alpha = \frac{\log 2}{\log (1 + \beta)}$$

La *aproximación por el método de la hiperelipse*, al contrario de lo que sucede con la de la recta, suele quedar del lado de la inseguridad.

En todo caso, la posibilidad de dar una fórmula que permita reducir las dos excentricidades a una equivalente actuando en una sola dirección exige conocer o estimar el valor del coeficiente β en función de los datos de partida, que son las dos excentricidades relativas. Esta estimación se consigue estudiando la distribución de presiones bajo zapatas con resultantes situadas en la diagonal, y conduce a las fórmulas del siguiente apartado.

3. FORMULACIÓN DEL MÉTODO APROXIMADO

a) Se obtienen, en primer lugar, las excentricidades relativas η_a y η_b de la carga (apartado 1). Por la bisimetría de la zapata puede suponerse que ambas son positivas.

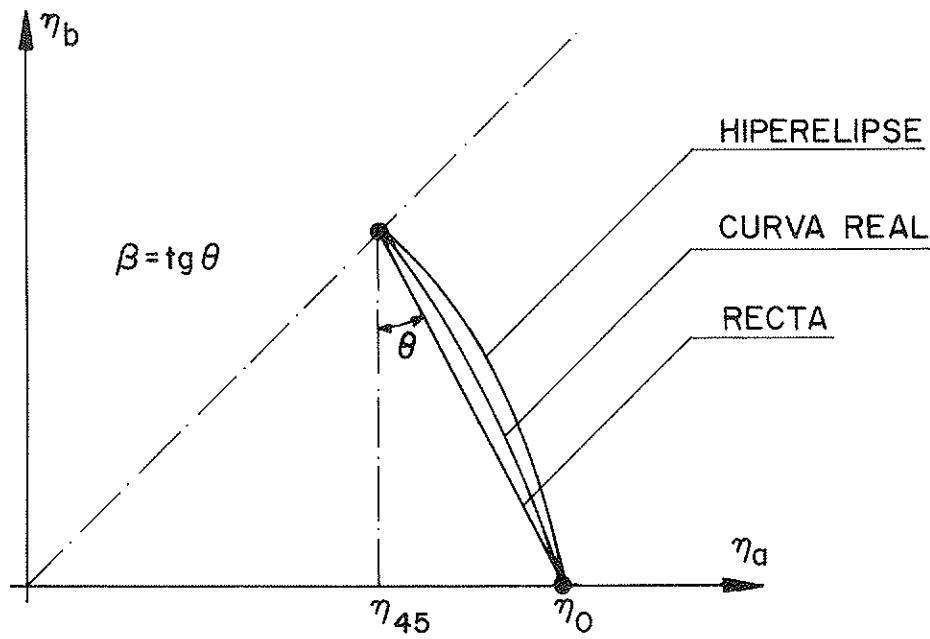


Figura 2: Excentricidad equivalente. Métodos de la recta y de la hiperelipse

b) Por la misma razón, se supone que η_a es la mayor (si no fuera así, se intercambian entre sí).

c) Si fuera $\eta_b = 0$ (excentricidad en una sola dirección) o si fuera $\eta_a + \eta_b \leq 1/6$ (resultante en el núcleo central, zona I de la Figura 1), el problema estaría resuelto, puesto que la excentricidad equivalente valdría simplemente:

$$\eta = \eta_a + \eta_b$$

y la presión máxima se obtendría con una de las expresiones dadas en el apartado 1.

d) En caso contrario (zonas II, III y IV), se procedería a calcular el coeficiente b mediante las expresiones:

$$\begin{aligned} m &= 4,32\eta_b^2 \\ n &= 1 - 0,37\eta_b + 8,64\eta_a \cdot \eta_b \\ p &= 4,32\eta_a^2 - 0,37\eta_a - 1,066 \\ d &= \sqrt{n^2 - 4mp} \\ \beta &= \frac{d - n}{2m} \end{aligned}$$

e) Se obtienen las excentricidades equivalentes recta e hiperelipse:

$$\begin{aligned} \eta_r &= \eta_a + \beta \cdot \eta_b \\ \eta_h &= (\eta_a^\alpha + \eta_b^\alpha)^{1/\alpha} \end{aligned}$$

f) Se toma como excentricidad equivalente en una sola dirección el valor:

$$\eta = 0,54\eta_r + 0,46\eta_h$$

g) Por último, con esta excentricidad se obtiene la presión máxima:

$$\sigma_A = \frac{4N}{3a \cdot b \cdot (1 - 2\eta)}$$

4. ESTUDIO DE ERRORES DEL MÉTODO

Se ha realizado un estudio de los errores que presenta el método aplicándolo, mediante un programa de ordenador, al estudio de los siguientes casos:

Excentricidad mayor: $\eta_a = 0$ con paso 0,01 hasta 0,43

Excentricidad menor: $\eta_b = 0$ con paso 0,01 hasta η_a (diagonal)

Se han descartado los casos en los que la presión máxima, obtenida mediante un programa basado en un algoritmo iterativo, resultaba mayor de 10 veces la presión media $N/(a \cdot b)$, por considerar que estos casos deben evitarse en el proyecto, ya que en ellos se producen elevadas presiones en la esquina más comprimida y, además, pequeños aumentos de los

momentos flectores dan lugar a grandes incrementos en la compresión máxima, según Calavera (86).

El número total de casos considerados en el estudio ha sido de 754. En cada uno de ellos se ha calculado el error porcentual mediante la expresión:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_a - \sigma_e}{\sigma_e} \cdot 100$$

siendo σ_a el valor aproximado de la presión máxima obtenido por el método propuesto y σ_e el valor exacto obtenido por el algoritmo iterativo.

El error medio obtenido en el estudio ha sido del 0,55 por 100 (del lado de la seguridad) y su desviación típica del 0,58 por 100. Estos valores se consideran suficientemente bajos para validar el uso del método en las aplicaciones prácticas.

5. BIBLIOGRAFÍA

Calavera, J. (1986): *Cálculo de estructuras de cimentación*, 3^a Edición. Editado por INTEMAC. Madrid, 1973.

García Gamallo, A. (1986): *Mecánica del suelo y cimentaciones. Unidad didáctica 3*, 2^a Edición. Editado por Escuela de la Edificación. Madrid, 1986.

Guerrin, A. (1963): *Traité de béton armé. Tome III: Les fondations*. Ed. Dunod. París, 1963.

Hackman, M. (1977): *Bearing pressures on bridge footings*. Civil Engineering, nov. 1977.

Hahn, M. (1946): *Determination des contraintes dans un massif de fondation rectangulaire soumis à des charges excentrées*. Circular Z-16 del ITPBP. París, octubre 1946.

Irles, R. e Irles, F. (1992): *Alternativa analítica a la determinación de tensiones bajo zapatas rectangulares con flexión biaxial y despegue parcial*. Informes de la Construcción vol. 44 nº 419, mayo/junio 1992.

Jiménez Montoya, P.; García Meseguer, A. y Morán, F. (1973): *Hormigón armado*. Ediciones 7 a la 13. Editorial Gustavo Gili. Barcelona, 1973 a 1991.

Jiménez Montoya, P. y Morán, F. (1987): *Nuevas fórmulas aproximadas para el dimensionamiento de secciones de hormigón armado*. Hormigón y Acero nº 164, 1987.

Morán, F. (1966): *Losa rígida sobre base elástica*. Ficha E-37 del Servicio de Cálculo. Informes de la Construcción nº 183, agosto 1966.

Morán, F. (1989): *ZAPATA: Programa para el cálculo en ordenador de zapatas de pilas de puentes* (sin publicar).

Peck, R.B. Hanson, W.E. y Thornburn, T.H. (1982): *Ingierencia de cimentaciones*. Ed. Limusa. México, 1982.

Teng, W.C. (1962): *Foundation Design*. Ed. Prentice-Hall. New Jersey, 1962.

Comportamiento elastoplástico de puntales telescopicos en teoría de segundo orden

**Second order elastoplastic behaviour
of telescopic steel props**

Francisco Morán Cabré

Dr. Ingeniero de Caminos

Instituto Eduardo Torroja, CSIC, Madrid

RESUMEN

Se estudia el comportamiento de puntales tubulares telescopicos usados para el apuntalamiento de forjados. Se propone un modelo para el análisis numérico formado por dos piezas rectas que forman un ángulo entre sí y descansan sobre empotramientos elásticos. El modelo contempla dos tipos de no linealidades: la geométrica (teoría de segundo orden) y la mecánica, derivada del comportamiento elastoplástico de la sección anular. El modelo se calibra con los resultados de ensayos de compresión de este tipo de puntales. El modelo permite una buena predicción de la carga última para puntales esbeltos, aunque no tan buena para puntales no esbeltos, y resulta poco adecuado para predecir los descensos verticales de la cabeza del puntal.

SUMMARY

This paper studies the behaviour of telescopic steel props used to prop building slabs. The proposed numerical model is formed by two straight elements which intersect at an angle and have elastic connections at its ends. The model has two types of non-linearities: geometric (second order theory) and mechanic (elastoplastic behaviour of the ring shaped cross-section). The model is calibrated by the results of load tests of real props. It allows a good forecast of the ultimate load of slender props. The forecast is not so good for short props. The model is not adequate to predict the vertical displacements of the head of the props.

1. INTRODUCCION. DESCRIPCIÓN DEL PUNTAL

Este trabajo informa de resultados iniciales de estudios en el marco del contrato suscrito por el Instituto Torroja con la empresa fabricante de un tipo de puntales telescopicos que se usan habitualmente para el apuntalamiento de forjados en estructuras de edificación ordinarias (CEN 1996 y AENOR 1999). El objetivo de los estudios es, por una parte, suministrar una predicción numérica de la carga de pandeo y de la carga útil de los puntales, alternativa a la usual (ensayos a rotura). Por otra, se pretende obtener datos del comportamiento no lineal bajo carga de servicio. Algunos expertos (Campillo 1999) piensan que la flexibilidad del puntal, y en particular su capacidad de acortamiento frente a cargas elevadas, puede aumentar la colaboración de los forjados apuntalados o semiapuntalados que soporta, efecto beneficioso para el forjado inferior no apuntalado, que en teoría soporta toda la carga.

El puntal considerado (STEN 1998) puede verse en la Figura 1. Es un puntal telescopico que consta de dos partes de sección tubular, una de las cuales entra en la otra: el tubo exterior o *vaina* y el tubo interior o *caña*. La fijación de la posición relativa entre ambos se consigue mediante un pasador cilíndrico que queda encajado en un alojamiento situado en la boca de la vaina (sección AA) y que pasa a través de agujeros practicados en la caña a intervalos regulares. El ajuste fino de la longitud del puntal se consigue mediante un mecanismo de rosca que no se representa en la figura. Es importante observar que, para facilitar el juego telescopico, es necesaria una holgura, es decir, el diámetro interior de la vaina debe ser lige-



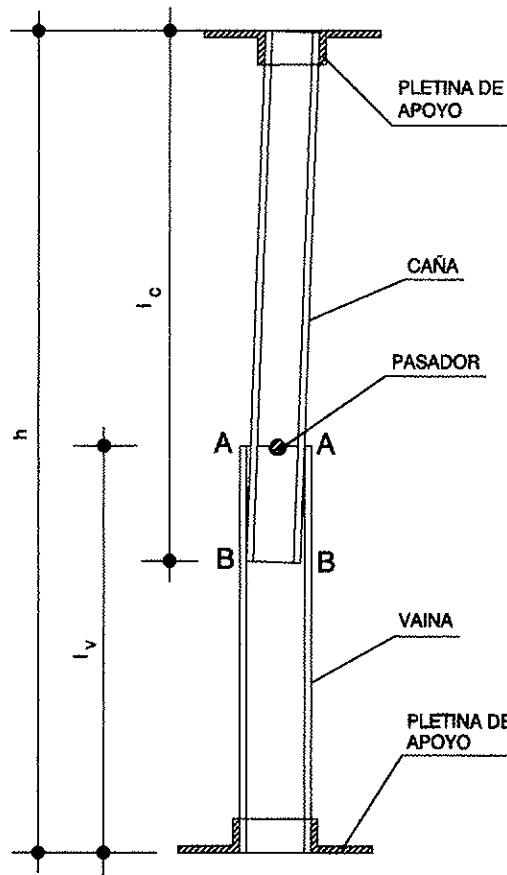


Figura 1. Puntal telescópico considerado.

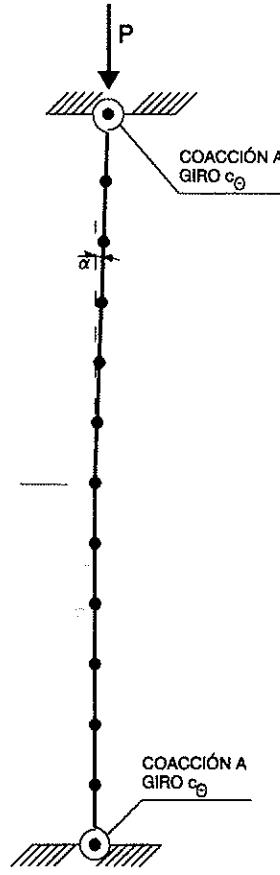


Figura 2. Modelo para su análisis numérico.

ramente superior al diámetro exterior de la caña, lo que da lugar a una inevitable falta de alineación entre los ejes de ambas piezas del puntal (véase Figura 1), que juega un papel importante en su comportamiento estructural. En los extremos de vaina y caña el puntal lleva unas pletinas de apoyo que impiden su desplazamiento normal a la directriz y coartan elásticamente su giro.

2. MODELO PARA EL ANÁLISIS NUMÉRICO

El modelo para el análisis numérico del puntal consiste en una estructura formada por dos piezas rectas que forman un ángulo (véase Figura 2). Las posibles faltas de rectitud de las piezas pueden despreciarse, ya que son menos importantes que las que se derivan de la falta de alineación entre las dos partes del puntal. El ángulo α que forman estas piezas viene dado por:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d_v - 2e_v - d_c + o_v + o_c}{l_v + l_c - h}$$

siendo:

d_v, e_v = diámetro exterior y espesor del tubo exterior (vaina);

d_c = diámetro exterior del tubo interior (caña);

- o_v = ovalización (aumento del radio) de la boca de la vaina (sección AA);
 o_c = ovalización (disminución del radio) de la boca de la caña (sección BB);
 l_v = longitud de la vaina (véase Figura 1);
 l_c = longitud de la caña;
 h = longitud total del puntal.

La ovalización de las bocas de los tubos es un parámetro que aumenta ligeramente el ángulo entre las piezas, y que depende del momento flector soportado en la zona de la unión.

La sustentación de la estructura se hace en sus nudos extremos, que se definen como apoyos, y en los que se coartan los movimientos transversales horizontales. Los giros en los apoyos se coartan elásticamente, como se indica en la Figura 2. El coeficiente de muelle a giro podría estimarse estudiando la deformabilidad de las pletinas de apoyo que se disponen en el extremo de los tubos, pero se prefiere considerarlo como un parámetro del sistema que se definirá durante el proceso de calibración del mismo (véase apartado 4) para conseguir un buen ajuste con los ensayos.

Esta estructura se trata mediante un programa especial de análisis matricial no lineal que contempla dos tipos de no lineal-

alidades: la geométrica y la mecánica. El análisis se efectúa para valores crecientes de la carga del puntal P . Para cada valor de la carga (etapa) se hacen una serie de análisis lineales sucesivos (fases) hasta que se llega a una deformada en equilibrio estable o se detecta una situación de inestabilidad. En los análisis sucesivos se corrigen las coordenadas de los nudos añadiéndoles los desplazamientos de la fase anterior (teoría de segundo orden) y las rigideces de las piezas en función de los momentos alcanzados en la fase anterior. Para esta estimación de rigideces se tiene en cuenta el comportamiento elastoplástico de la sección del tubo, como se indica en el apartado siguiente.

3. COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO DE LA SECCIÓN

De acuerdo con Benito 1966, se supone que el diagrama tensión-deformación del acero es bilineal. Para tensiones inferiores al límite elástico, $\sigma \leq f_y$ se tiene $\sigma = E_s \cdot \epsilon$ (recta de Hooke). La tensión de límite elástico f_y se alcanza para una deformación $\epsilon_y = f_y/E_s$. Para deformaciones mayores, $\epsilon > \epsilon_y$ la tensión es constante: $\sigma = f_y$. Esta segunda rama recta se supone horizontal e indefinida. El diagrama es simétrico para tracciones y compresiones.

En estas condiciones, el comportamiento de una sección tubular sometida a un esfuerzo axial N constante y a momentos flectores M crecientes es el que se indica en la Figura 3. En una primera fase (Figura 3 a) no se alcanza en ninguna de las fibras extremas el límite elástico y la sección se comporta elásticamente. En la segunda fase (Figura 3 b) la fibra superior alcanza el límite elástico y la sección comienza a plastificarse. En la tercera fase también alcanza el límite elástico la fibra inferior (Figura 3 c). En estas dos fases la sección está parcialmente plastificada. En la cuarta fase (Figura 3 d) todas las fibras de la sección alcanzan el límite elástico, unas a tracción y otras a compresión, y la sección está completamente plastificada.

En la Figura 4 pueden verse los diagramas momento-curva-

tura $M-\theta$ de una sección tubular obtenidos con un programa de análisis de sección preparado al efecto, para diferentes esfuerzos axiles N . Conocidos estos diagramas es inmediato obtener la curvatura θ y por tanto la rigidez M/θ análoga a la rigidez de la fase elástica $E \cdot I$, para las distintas etapas, fases y barras de la estructura, en función del momento medio M que actúa en cada barra. De esta forma puede corregirse en cada fase la rigidez de las barras de la estructura a medida que avanza su plastificación parcial o total.

4. CALIBRACIÓN DEL MODELO

El modelo numérico provisional expuesto se calibra con ayuda de los resultados de ensayos de compresión de puntales en los que, a lo largo del proceso de carga y hasta el agotamiento del puntal, se han registrado los desplazamientos horizontales en la unión entre las dos piezas del mismo y los desplazamientos verticales en el punto de aplicación de la carga. En esta calibración, como se dijo en el apartado 2, se ajusta el valor de los coeficientes elásticos a giro en los apoyos para conseguir una concordancia adecuada.

En la Figura 5 puede verse que el ajuste conseguido entre los desplazamientos horizontales del puntal (curva continua) y los valores numéricos obtenidos con el modelo (valores puntuales correspondientes a las distintas etapas de carga) es suficiente.

5. CONCLUSIONES

Las conclusiones provisionales del estudio efectuado hasta el momento son las siguientes:

- Para puntales esbeltos, el modelo numérico de análisis no lineal en teoría de segundo orden permite un buen ajuste del comportamiento del puntal, de acuerdo con los ensayos disponibles hasta el momento, en cuanto a movimientos horizontales y carga de pandeo.

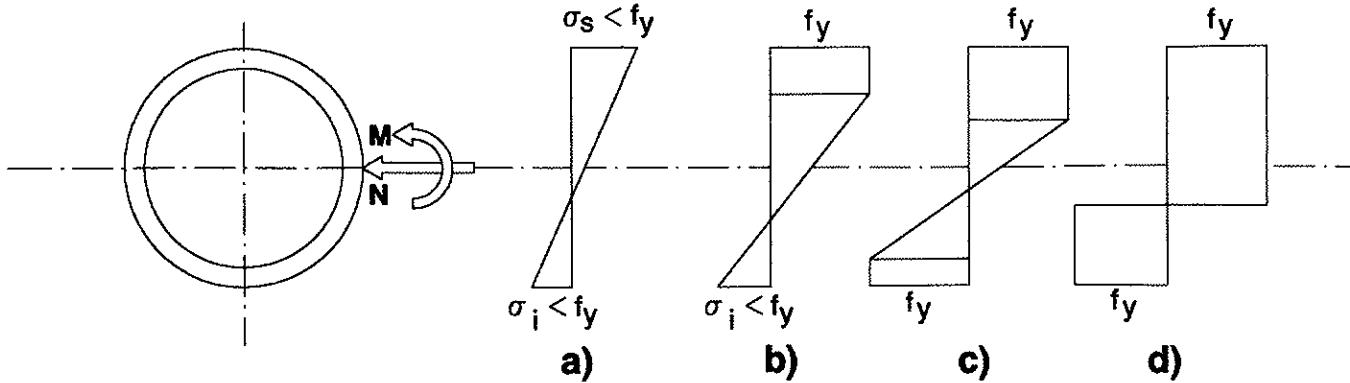


Figura 3. Comportamiento elastoplástico de la sección.

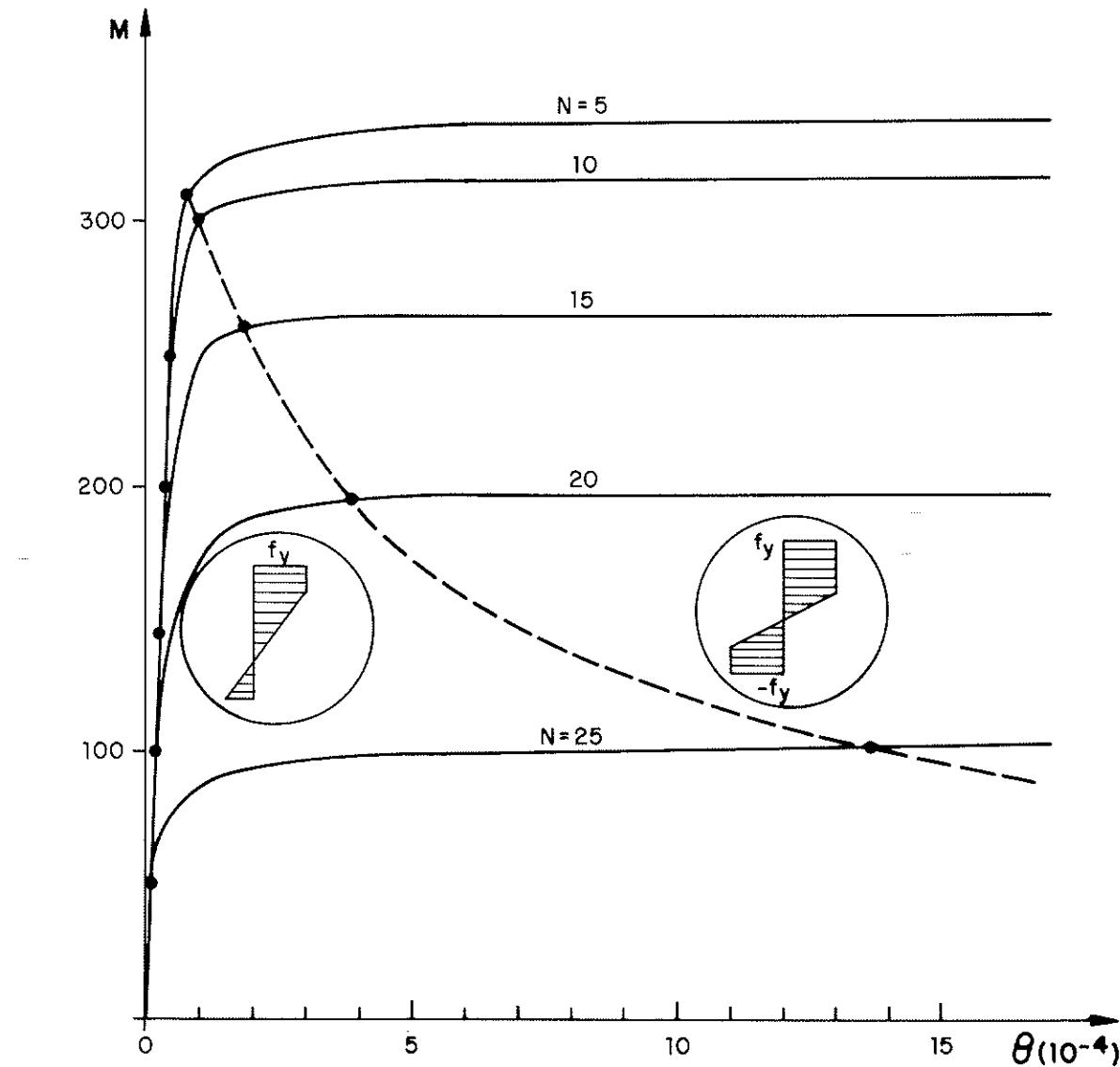


Figura 4. Diagramas momento-curvatura para una sección anular.

- b) Para puntales cortos el modelo numérico actual no es adecuado ya que, antes de producirse la plastificación de la sección y el pandeo del puntal, se llega al agotamiento por plastificación, deformación excesiva y desgarraamiento del pasador que une las dos piezas o por agotamiento de la sección del tubo interior (caña) que queda bastante debilitada por la presencia de los agujeros.
- c) El modelo numérico no es adecuado para predecir los descensos verticales de la cabeza del puntal. Los descensos que se obtienen con el modelo son consistentemente inferiores a los medidos en los ensayos. El modelo de momento sólo prevé descensos debidos a acortamientos elastoplásticos del puntal y a acortamientos producidos por la diferencia de longitudes entre arco y cuerda (efecto de la teoría de segundo orden). En el ensayo se producen otros descensos no incorporados al modelo, como son la deformación elastoplástica del pasador, la deformación del hueco de la boca de la vaina

donde se aloja este pasador y la deformación de los agujeros de la caña en los que dicho pasador se inserta.

Insistimos en que tanto el modelo descrito como las conclusiones avanzadas deben considerarse provisionales. El modelo no incluye, además de los efectos mencionados en la conclusión c, otros que pudieran resultar importantes, como los efectos de las tensiones residuales, los de imperfecciones geométricas, etc. Esperamos, una vez que el desarrollo de la investigación contratada, y en particular de los ensayos, estén más avanzados, el modelo pueda refinarse y ofrecer entonces una información más completa sobre el tema con conclusiones definitivas.

6. REFERENCIAS

Benito, Carlos (1966): *Nociones de cálculo plástico de vigas rectas y pórticos simples*. Escuela TS de Ingenieros de Caminos. Madrid, 1966.

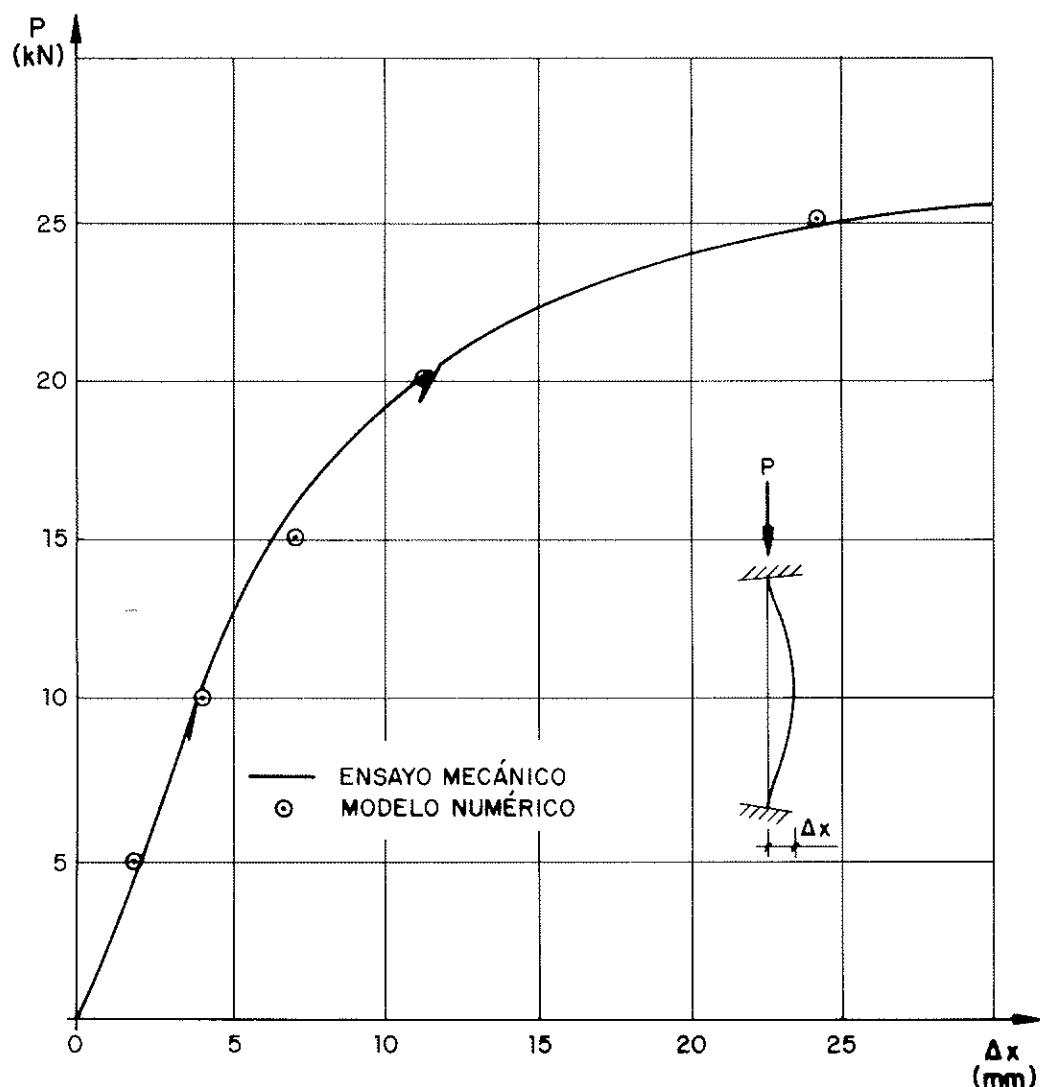


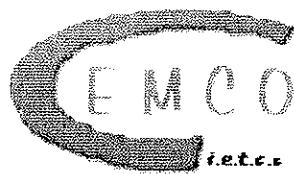
Figura 5. Calibración del modelo numérico con los resultados de un ensayo

CEN (1996): *EN 1065:1996 E: Adjustable telescopic steel props (Final Draft)*. Comité Europeén de Normalisation. Bruselas, 1996.

STEN (1998): *Descripción y datos técnicos del Puntal STEN*. Sistemas Técnicos de Encofrados, SA. Parets del Vallés, 1998.

AENOR (1999): *UNE-EN 1065:1999 Puntas telescópicos regulables de acero*. Asociación Española de Normalización. Madrid, 1999.

Campillo, Enrique (1999): *Datos y fórmulas de capacidad portante de los puntales STEN*. Informe privado (sin publicar). Barcelona, 1999.



XV CURSO DE ESTUDIOS MAYORES DE LA CONSTRUCCIÓN

“PERSPECTIVAS DE LA CONSTRUCCIÓN Y SUS MATERIALES EN EL SIGLO XXI”

Área de Materiales

SEMINARIO S1

Conglomerantes Hidráulicos: Naturaleza, Comportamiento y Limitaciones

Madrid, 20 al 22 de Febrero de 2001

www.csic.es/torroja/cemco/Cemco2001-S1.html

Director:

Tomás Vázquez Moreno, Prof. Dr. CC. Químicas, IETcc

OBJETIVO

Para la realización de este Seminario se han desarrollado los temas abarcando tanto su contenido teórico como los aspectos eminentemente prácticos. Se han seleccionado los aspectos más interesantes del conocimiento de los cementos, especialmente del Portland. Así se contemplan facetas sobre su fabricación y características; sobre procesos del fraguado y de la hidratación; comportamiento frente a medios agresivos (dureabilidad)... Asimismo se tratan aspectos de tanta importancia como las adiciones activas y los aditivos para hormigones. Se contemplarán cementos diferenciados de los tradicionales, tales como el de aluminatos de calcio, alcalinos, etc. Se hace especial énfasis sobre distintas Normativas –españolas y europeas– así como sobre las recomendaciones de empleo e incompatibilidades de los diferentes tipos de cemento.

SEMINARIO S2

Materiales Inorgánicos en la Construcción para el Siglo XXI (Cerámicos, Vidrios, Piedra Natural y sus Composites)

Madrid, 26 al 28 de Febrero de 2001

www.csic.es/torroja/cemco/Cemco2001-S2.html

Directores:

Jesús María Rincón y Maximina Romero,
Dres. CC. Químicas, IETcc

OBJETIVO:

Se pretende hacer una puesta al día de los avances producidos en los últimos años en los materiales inorgánicos (cerámicos, vidrios, tanto tradicionales como avanzados y sus materiales compuestos, así como los de piedra natural) que se utilizan en construcciones arquitectónicas como en obras públicas: Principios básicos del procesado, diferenciar tipos de productos en el mercado, propiedades físicas y tecnológicas, exponer finalmente con detalle sus aplicaciones en la Construcción abordando además sus posibles patologías y problemática de la colocación de estos materiales.

SEMINARIO S3

Nuevas Tendencias en el Campo de los Hormigones

Madrid, 5 al 7 de Marzo de 2001

www.csic.es/torroja/cemco/Cemco2001-S3.html

OBJETIVO

El objeto de este seminario no es otro que el de presentar los avances producidos en las últimas décadas en las distintas facetas del hormigón, desde las modificaciones y mejoras realizadas en los materiales componentes y su repercusión en el diseño, hasta las nuevas técnicas de diseño y aplicación.

Teniendo en cuenta este objetivo el seminario se estructura en tres jornadas enfocadas a discutir aspectos considerados prioritarios, tales como los de los materiales componentes, la propia tecnología, y por último la demanda futura y las líneas de investigación.

Directora:
Antonia Pacios Álvarez, Dra. Arquitecto. UPM

Para mayor información sobre los programas de cada seminario dirigirse a:

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja

CEMCO 2001. Att.: M^a Carmen Díaz Periñez

Tlfno.: 91 - 302 04 40 - Fax: 91 - 302 07 00, e-mail: carmendp@ietcc.csic.es

Rehabilitación de puentes del pasado. Una tarea del futuro

**Refurbishment of bridges from the past.
A task for the future**

Peter Tanner

Ing. Tit. ETH/SIA, Ing. CCP
IETcc - CSIC, Madrid

Luis Ortega Basagoiti

Ing. CCP
GEOCISA, Madrid

RESUMEN

Se presenta una metodología para la evaluación de la seguridad de estructuras existentes, con referencias concretas al estudio y posterior rehabilitación de un puente arco de hormigón en masa, de 70 años de edad, que presentaba unos daños importantes. El estudio comenta la importancia, en la evaluación de estructuras existentes, de la planificación de un programa de ensayos e inspecciones para la adquisición de datos sobre la estructura analizada, así como la introducción de estos datos en los cálculos estructurales. Esta adquisición de datos tiene por objeto reducir las incertidumbres asociadas con las variables que intervienen en una Función Límite a través de la cual se expresa la seguridad estructural. Mediante un análisis determinista de la seguridad estructural no es posible tener explícitamente en cuenta la influencia de este cambio, siendo necesaria para ello la aplicación de métodos probabilistas de cálculo. Con el fin de estimar el beneficio potencial de este tipo de análisis en comparación con la aplicación de los modelos deterministas de cálculo según las normas de dimensionamiento en vigor, se utilizan los datos adquiridos para calibrar modelos deterministas actualizados para las acciones y la resistencia. Para la calibración se aplican métodos probabilistas de cálculo a un modelo estructural simplificado. Se pone claramente de manifiesto que la fiabilidad, incluso de puentes dañados o deteriorados, puede ser verificada mediante un análisis probabilista. De esta manera se pueden evitar rehabilitaciones o limitaciones de cargas innecesarias.

SUMMARY

A procedure for the safety evaluation of existing structures is presented, based on a case study for the assessment and

refurbishment of a 70 years old, damaged plain-concrete arch bridge. The study emphasises the interest on the planning of the test and inspection programme for the collection of site data and the introduction of this data in the structural calculations. The aim of the collection of site specific data is the reduction of the uncertainty associated with the variables of a Limit State Function expressing structural safety. The influence of this change can not be considered explicitly in a deterministic assessment. To do so, a probabilistic analysis of structural safety is required. In order to estimate the potential benefit of this type of analysis compared to the application of default deterministic models according to current design codes, the site data is used to calibrate updated deterministic models of action effects and resistance, applying reliability methods to a simple structural model. It is clearly shown that acceptable reliability may be verified through a probabilistic analysis, even for bridges that are damaged or deteriorated, thus avoiding the need for strengthening or live load restriction.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

El número y la edad de los puentes existentes aumentan continuamente. Por diferentes motivos, entre ellos los económicos, no resulta posible ni está justificado sustituir todos los puentes que hayan alcanzado el fin de su período de servicio previsto, o aquellos en los que se hayan observado daños o anomalías. Por otro lado, el volumen y las cargas del tráfico que pasa por los puentes existentes evolucionan y suelen ser



más elevados que en el momento de su construcción. También aumentan las exigencias relativas a la fiabilidad de las estructuras en general: las normas estructurales recientes aceptan cada vez menos la posibilidad de que las estructuras puedan sufrir daños; en otras palabras, cada vez se aceptan menos riesgos [1].

No sería aceptable para la sociedad que la posibilidad de sufrir daños fuera superior en los puentes existentes que en las estructuras de nueva construcción. Por ello, los organismos competentes se ven cada vez más confrontados con la cuestión fundamental: **¿tienen las estructuras existentes una fiabilidad suficiente para las condiciones actuales y futuras de uso?** La evaluación y el mantenimiento de los puentes existentes es un trabajo complejo que constituye un desafío nuevo para los ingenieros. Se estima que en los países con una infraestructura desarrollada, la mayoría de los ingenieros estructurales tendrán que ocuparse (y tienen que ocuparse) de la evaluación y el mantenimiento de estructuras existentes [2]. Algunos de los motivos que pueden causar la necesidad de evaluar un puente existente pueden ser:

- anomalías observadas en una inspección periódica,
- fin del período de uso previsto,
- detección de errores en el proyecto o en la ejecución,
- daños visibles,
- un comportamiento no satisfactorio en servicio (flechas excesivas, vibraciones, fisuración, etc.),
- incidentes que puedan haber dañado la estructura (choques de vehículos, terremotos, etc.),
- nuevos conocimientos, por ejemplo en relación con materiales de construcción antiguos,
- la entrada en vigor de nuevas normas estructurales (por ejemplo los Eurocódigos).

Para poder hacer las recomendaciones oportunas a la propiedad, el ingeniero responsable de la evaluación debe llegar a una conclusión inequívoca en relación con la cuestión fundamental arriba mencionada. En principio, solamente son posibles dos conclusiones: la estructura es fiable o no lo es.

1.2. Dimensionamiento y evaluación: dos tareas distintas

En la evaluación de la fiabilidad que presenta una estructura existente para las condiciones actuales y futuras de uso, es necesario abordar problemas distintos de los que habría que resolver en el dimensionamiento de estructuras similares. En un dimensionamiento, las hipótesis de cálculo se deben basar en valores esperados de las cargas y de la resistencia de la estructura, y deben tener en cuenta las incertidumbres relacionadas con la ejecución. Cuando la estructura analizada existe ya, son muchas las incertidumbres que se pueden reducir porque es posible afinar los modelos de cálculo para cada caso, aprovechando los resultados de inspecciones, ensayos y mediciones *in situ*. La diferencia fundamental entre la evaluación de estructuras existentes y el dimensionamiento de estructuras de nueva construcción reside en el estado de información. En estructuras existentes siempre es posible incre-

mentar el nivel de precisión de los modelos de cálculo a través de la adquisición de más datos sobre la estructura analizada o en otras palabras, actualizando la información disponible. En la mayoría de los casos, el coste de la actualización de información se compensa con una reducción significativa del coste de la intervención o de otros costes, puesto que una evaluación demasiado conservadora puede conducir, entre otras posibles consecuencias, a limitaciones no justificadas de las cargas variables de uso, así como refuerzos o demoliciones innecesarias de estructuras existentes. Sin embargo, la actualización de información mediante inspecciones, ensayos y mediciones puede consumir mucho tiempo o resultar costosa y hasta ineficaz si el programa de ensayos no se adapta a las características de la estructura investigada y si la información actualizada no se puede introducir fácilmente en los modelos de cálculo empleados para la evaluación. Consecuentemente, la planificación, ejecución y evaluación de inspecciones, ensayos y mediciones requieren una atención particular.

1.3. La contribución

El presente artículo trata el tema de la evaluación de la seguridad estructural de puentes existentes a través del análisis de un caso real, correspondiente a un puente arco de hormigón en masa que presentaba unos daños considerables. Poniendo énfasis en la importancia de la actualización de la información sobre la estructura analizada, en esta contribución se da una visión general de las cuestiones –así como de posibles vías para resolverlas– que se plantean en una evaluación. En este contexto se estiman los posibles beneficios que se pueden obtener mediante la aplicación de métodos probabilistas de cálculo. La referencia [3] describe, para el mismo ejemplo, la ejecución de las inspecciones y los ensayos previamente planificados, así como algunas cuestiones surgidas durante la ejecución de las obras.

El caso analizado está constituido por un puente de cinco vanos de aproximadamente 20 metros de luz sobre el río Ebro en Frías (Burgos), construido en el año 1927. Todos los vanos se salvan con bóvedas de hormigón en masa de 6,0 m de ancho, 0,84 m de espesor y una relación flecha/luz del orden de 1/7. Sobre ellas existe un relleno de espesor variable entre 2,86 m en la zona de las pilas y aproximadamente cero en clave, confinado por timpanos de mampostería sobre los que apoyan sendos pretils de hormigón en masa que delimitan lateralmente la calzada de unos 5 m de anchura (Figura 1).

Una de las pilas acusaba un descenso del orden de 0,5 m (Figura 1), apareciendo agrietadas en todo el ancho las dos bóvedas adyacentes a ella. Esta situación hacía necesaria una evaluación estructural del puente para aclarar si su rehabilitación resultaba viable y económica o si, por el contrario, era preferible sustituir el puente. Además, se quería aprovechar la actuación de rehabilitación o sustitución para ampliar el tablero existente, aumentando el ancho de la calzada a 7,0 m, con una acera a ambos lados de 1,5 m cada una.

2. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN

La evaluación de la seguridad estructural de un puente se lleva a cabo según un procedimiento por fases [4]. Partiendo

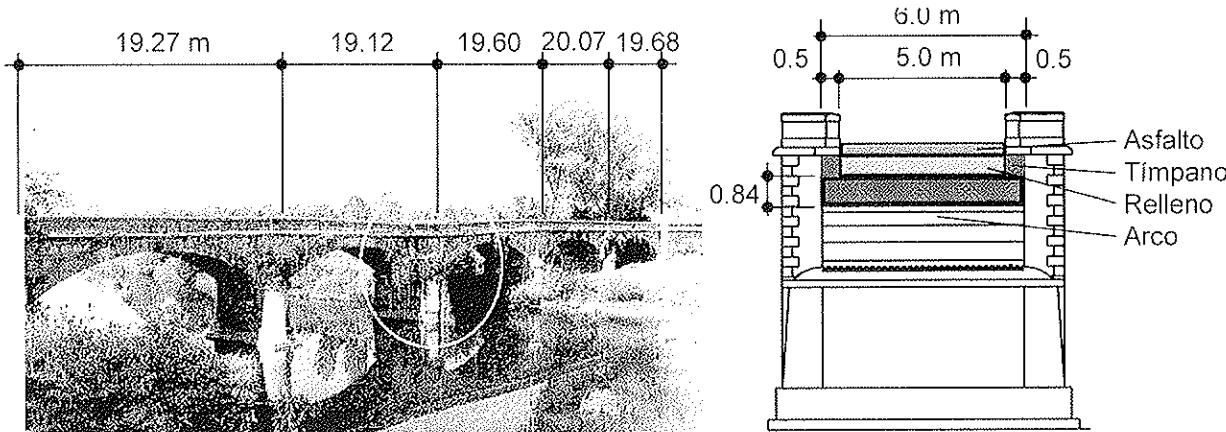


Figura 1. Vista y sección transversal del puente analizado.

de datos generales, se afinan más los modelos de resistencia y de las acciones de una fase a otra, mejorando las hipótesis de cálculo mediante inspecciones, ensayos y mediciones *in situ*. La Figura 2 muestra el concepto del procedimiento, así como su relación con la actualización de información [5].

Antes de proceder a la primera fase de la evaluación se debe recopilar toda la información disponible sobre la estructura. La validez de esta información se debe confirmar mediante una inspección visual. Para poder efectuar una evaluación, también puede resultar necesario completar los datos disponibles mediante mediciones o incluso ensayos (ap. 3). En el caso citado como ejemplo [3], la realización de esta fase exigió la adopción de una hipótesis sobre una posible solución estructural puesto que la rehabilitación estaba ligada al ensanche del tablero, lo que implicaba una modificación de la estructura, debiendo comprobar su seguridad estructural en las condiciones futuras de uso.

En la primera fase se lleva a cabo una evaluación determinista, utilizando los criterios de verificación de la seguridad estructural según las normas de dimensionamiento de puentes de carretera que están en vigor [6, 7]. A estos efectos, los modelos de cálculo se basan en la información completada sobre la estructura (ap. 4.1). En caso de que la seguridad quede verificada para todos los elementos estructurales existentes según los criterios mencionados, no es necesario proceder a la siguiente fase de la evaluación.

Para el elemento más crítico, identificado en la primera fase, se puede establecer un modelo estructural simplificado que permita un análisis de la fiabilidad de la estructura utilizando modelos probabilistas para las acciones y la resistencia de la estructura (ap. 4.2). En la obtención de estos modelos se tiene nuevamente en cuenta la información completada sobre la estructura real (ap. 3). Si no se cumple el criterio para la verificación de la seguridad estructural de este elemento, es

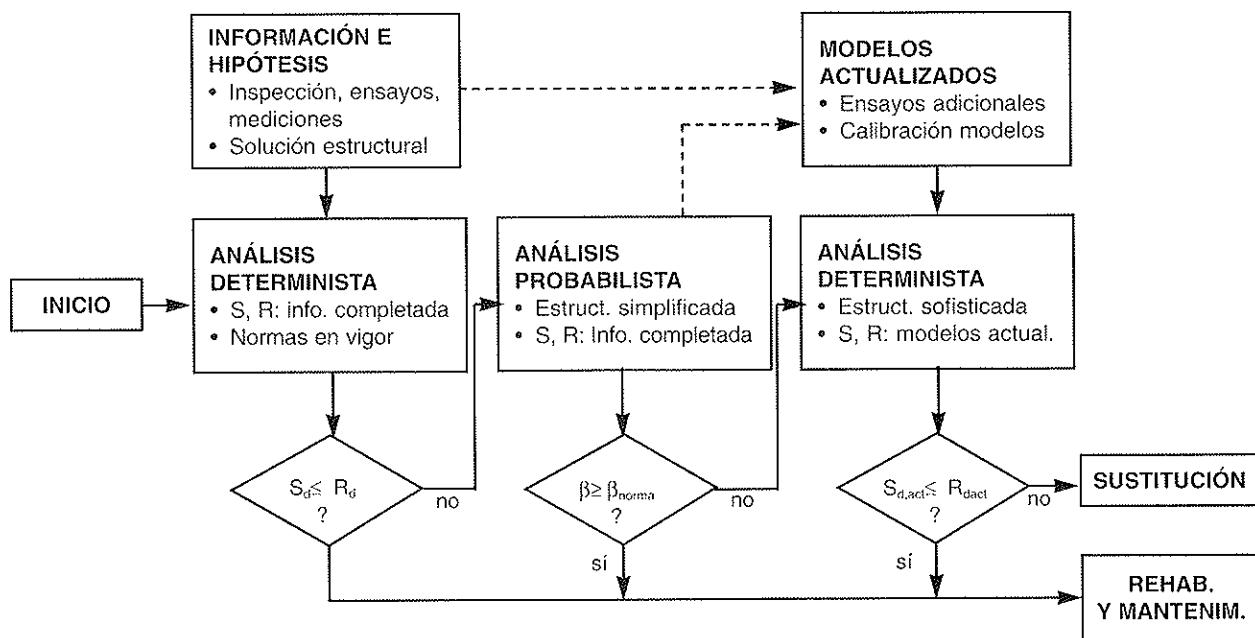


Figura 2. Evaluación por fases y su relación con la actualización de información.

posible proceder a la siguiente fase de la evaluación, basada en un incremento de la precisión de los modelos de cálculo.

La mejora de los modelos es posible a través de la recopilación de más información específica sobre la estructura y las acciones. El análisis probabilista de la segunda fase de la evaluación aporta datos muy útiles para la planificación de las inspecciones, mediciones y ensayos adicionales: de los resultados es posible deducir para cuáles de los diferentes parámetros una actualización sería más eficaz (ap. 4.3). La información así mejorada se puede emplear para calibrar modelos deterministas actualizados para las acciones y la resistencia. La calibración se basa en los resultados de un análisis probabilista del modelo estructural simplificado ya mencionado (ap. 5).

En la tercera fase de la evaluación se lleva a cabo una verificación determinista de la seguridad estructural con los modelos actualizados de las acciones y de la resistencia (ap. 5.2.3). A estos efectos se puede utilizar, además, un modelo estructural más refinado que el empleado en las fases anteriores, incrementando aún más la precisión de la evaluación.

Si no se puede verificar la seguridad estructural mediante un análisis determinista con modelos actualizados según la tercera fase de la evaluación, existen diferentes posibilidades para la continuación: se podría continuar con la evaluación, basada en un incremento adicional de la precisión de los modelos coleccionando más datos sobre la estructura y las acciones; alternativamente se podría llevar a cabo una verificación probabilista de la seguridad estructural con los modelos actualizados de las acciones y de la resistencia y utilizando un modelo estructural sofisticado; sin embargo, si una reducción adicional de las incertidumbres relacionadas con las acciones y la resistencia no lleva a ningún beneficio tangible, se debería decidir la sustitución de la estructura.

En el caso de que la seguridad estructural quede verificada en alguna de las fases de la evaluación, se puede proceder a la rehabilitación de la estructura. Para su futura explotación se deben planificar unas medidas de mantenimiento adaptadas a las características del puente estudiado. También se deben establecer las inspecciones necesarias y los plazos de realización de las mismas con el fin de asegurar que la estructura se encuentre en un estado aceptable para cumplir su función durante el período de uso futuro.

3. ACTUALIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN E HIPÓTESIS

3.1. Inspecciones y ensayos

Debido a la falta de información frecuente (al menos en España) cuando se trata de la evaluación de una estructura existente que ya tenga algunos años y que resulta esencial para dicha evaluación, suele ser necesario completar los datos disponibles mediante inspecciones y ensayos, antes de proceder al análisis determinista correspondiente a la primera fase de la evaluación (Figura 2). La definición del programa de inspecciones, ensayos y mediciones incluye la selección de los parámetros que se quieran actualizar, la definición de los

métodos de observación, la selección de probetas y testigos, las condiciones y disposiciones para los ensayos, el número de ensayos y los métodos de evaluación. La ejecución de inspecciones, ensayos y mediciones se debe llevar a cabo según la planificación previa, y las técnicas de adquisición de los datos deben ser compatibles con las tolerancias requeridas. Para la evaluación de los resultados se deben emplear procedimientos que permitan una fácil introducción de la información actualizada en los modelos de cálculo.

En el caso de que se efectúen ensayos, la muestra debe ser representativa, proporcionando un número suficiente de resultados para poder determinar la variación estadística de los parámetros actualizados con una certidumbre adecuada. Por motivos económicos, sin embargo, en la práctica diaria normal solo se puede efectuar un número limitado de ensayos, lo que constituye una fuente de incertidumbres y conduce a errores de estimación: la desviación típica (que representa la variación de los resultados) determinada para una muestra con un número limitado de ensayos subestima normalmente la desviación típica correspondiente a toda la población. Puede ser conveniente analizar, en cada caso, la influencia del número de ensayos y del método de evaluación sobre los resultados.

Si para una muestra determinada el número de ensayos disponibles es limitado, como suele ser habitual, la evaluación de los resultados, siguiendo los métodos clásicos del cálculo estadístico, puede conducir a valores característicos o de cálculo extremadamente conservadores [8]. En muchos casos pueden existir conocimientos previos que contribuyen a reducir los errores de estimación mencionados, conduciendo a resultados menos conservadores. Por ello, la evaluación de los resultados de ensayos debería llevarse a cabo de acuerdo con modelos estadísticos que permitan la introducción de conocimientos previos: basado en el conocimiento previo de la distribución (*distribución a priori*) de la variable investigada se deduce una distribución *a posteriori*, incorporando los resultados obtenidos en un número limitado de ensayos.

3.2. Solución estructural

La ampliación deseada del tablero requirió la adopción de una posible solución estructural antes de proceder a la evaluación (Figura 2). La solución propuesta [3] se basa en la retirada del relleno existente sobre las bóvedas y la construcción de un tablero ampliado apoyado en unos montantes tipo tabique, ejecutados en hormigón *in situ* con un espesor de 0,3 m, que quedan alojados en el espacio entre los tímpanos existentes. La separación de los tabiques en el sentido longitudinal del puente es de 2,8 m, aproximadamente, de forma que el tablero ampliado tiene siete líneas de apoyo por arco, formados por seis montantes y la clave del arco (Figura 3).

El tablero está formado por prelosas cuyo ancho corresponde a la separación de los tabiques en los que se apoyan, y cuyo espesor es de 0,08 m, sobre las que se vierte el hormigón *in situ* para completar el espesor variable del tablero de 0,2 a 0,3 m, aprovechándolas como encofrado.

Evidentemente, la adopción de esta solución exigía la previa comprobación de que las bóvedas, una vez consolidadas, podían soportar los esfuerzos a los que estarían sometidas

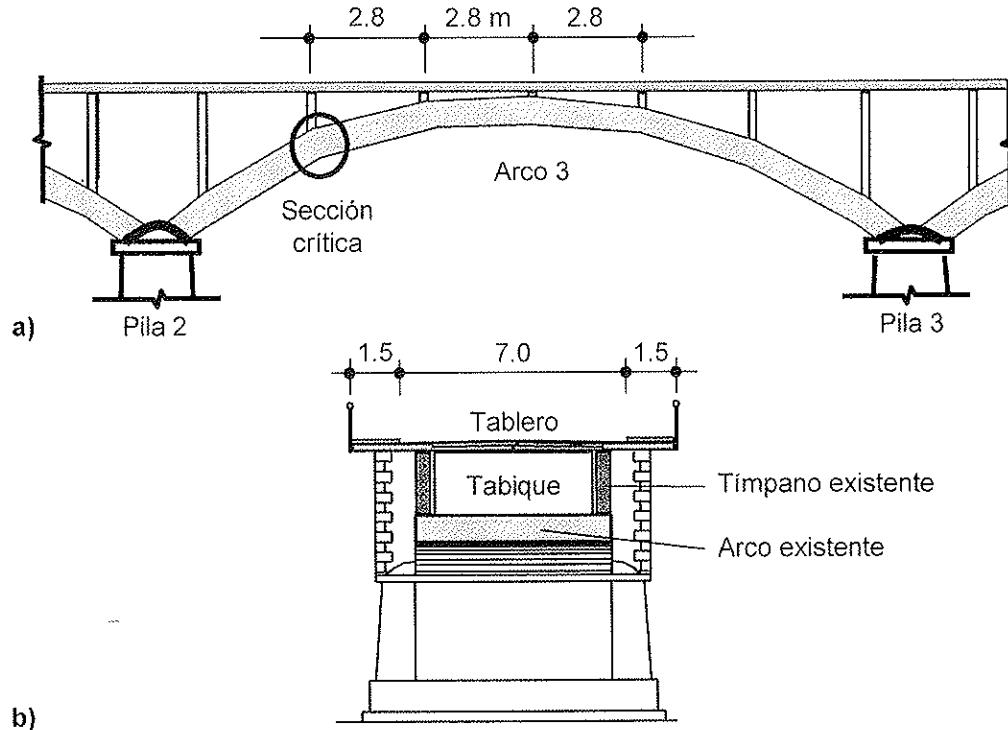


Figura 3. Solución estructural a) sección longitudinal, b) sección transversal.

durante las obras de reparación o durante el período de uso posterior, una vez rehabilitado el puente (ap. 4.1).

do de seguridad estructural según las normas empleadas [6, 7]. Si el índice es menor que 1,0, la seguridad estructural no queda verificada y resulta necesario llevar a cabo una evaluación más adecuada (ap. 2).

4. SEGURIDAD ESTRUCTURAL

4.1. Análisis determinista

En la primera fase, la seguridad estructural se evalúa aplicando el criterio de verificación definido en las normas de dimensionamiento en vigor. Utilizando los modelos para las acciones y los coeficientes parciales de seguridad según [6] se determinan los efectos de las acciones, S_d , para la solución estructural adoptada (Figura 3), estableciendo el modelo estructural teniendo en cuenta los datos actualizados a través de las inspecciones y ensayos. La determinación de la resistencia de la estructura, R_d , se basa en los modelos y los coeficientes parciales de seguridad de la norma [7], introduciendo las dimensiones geométricas actualizadas, así como los valores característicos de las propiedades de los materiales determinados en los ensayos correspondientes. La seguridad estructural puede ser expresada a través de un índice determinista r_{det} :

$$r_{det} = \frac{R_d}{S_d} \quad (1)$$

S_d valor de cálculo del efecto de las acciones,

R_d valor de cálculo de la resistencia correspondiente.

En los casos en los que el índice determinista, r_{det} , es superior o igual a 1,0, el elemento analizado alcanza el nivel exigido de seguridad estructural según las normas empleadas [6, 7]. Si el índice es menor que 1,0, la seguridad estructural no queda verificada y resulta necesario llevar a cabo una evaluación más adecuada (ap. 2).

El análisis determinista pone de manifiesto que el menor valor del índice determinista, r_{det} , se obtiene para la tercera bóveda (desde el lado Frías), adyacente a la pila con el descenso mencionado (ap. 1.3). Su capacidad portante queda determinada por la resistencia de la sección de introducción de la reacción de apoyo del tabique más próximo al cuarto de la luz, aproximadamente (Figura 3a). Con un valor mínimo para el índice determinista de $r_{det} = 2,34$, se puede concluir que la seguridad estructural de las bóvedas existentes queda verificada para el uso futuro del puente después de su rehabilitación. Aún sin constituir el objeto del presente artículo, es interesante mencionar que la situación crítica desde el punto de vista de la seguridad estructural de las bóvedas existentes se produce durante las obras de reparación (excavación del relleno con cargas antimétricas).

Según el procedimiento reflejado en la Figura 2, no es necesario proceder a la segunda fase de la evaluación. Sin embargo, con el fin de estimar los beneficios potenciales de los métodos probabilistas se sigue la evaluación según el procedimiento establecido.

4.2. Análisis probabilista

Las variables básicas que se consideran en la evaluación de la seguridad estructural están asociadas con incertidumbres. Por ello, la seguridad de una estructura puede cuantificarse por ejemplo en términos de su fiabilidad que tiene en cuenta



estas incertidumbres y que se representa a través de una probabilidad de fallo.

La seguridad de una estructura se expresa a través de una Función Límite (FL) en la que intervienen las variables básicas. La FL más sencilla define la seguridad mediante la condición de que la resistencia, R , sea superior o igual al efecto de las acciones, S .

$$R - S \geq 0 \quad (2)$$

Consecuentemente, la probabilidad de fallo, p_f , corresponde a la probabilidad de que S sea superior a R .

Para el análisis de la fiabilidad de una estructura existen diferentes métodos, numéricos o analíticos. El método FOSM (First Order Second Moment) introduce por ejemplo un índice de fiabilidad, β , para el que existe una relación directa con la probabilidad de fallo [9]. A pesar de que el método FOSM solo proporciona una estimación de la probabilidad de fallo, los errores resultantes son pequeños si se emplea para comparar las probabilidades de fallo para una determinada FL y variando las variables básicas. De esta manera se emplea el método FOSM en el procedimiento de verificación que se propone. Partiendo del axioma de que una aplicación correcta de las normas y códigos en vigor conduce a una estructura fiable, la verificación de la seguridad estructural de una estructura existente requiere los siguientes tres pasos [10].

- Dimensionamiento de la estructura existente según un conjunto consistente de normas, tanto de acciones como de análisis de la capacidad resistente de la estructura. Dado que un dimensionamiento conservador influye de manera importante en la fiabilidad [11], éste se debe efectuar de manera que se obtenga un índice determinista de $r_{\text{norma}} = R_d/S_d = 1,0$ (siendo S_d y R_d los valores de cálculo de la solicitud y de la resistencia, respectivamente).

- Cálculo del índice de fiabilidad, β_{norma} , relacionado con las dimensiones obtenidas en el primer paso, y considerando los parámetros (valor medio, desviación típica, función de distribución) de las variables que se supone han servido de base para deducir las prescripciones de los códigos empleados.

- Cálculo del índice de fiabilidad, β , correspondiente a la estructura existente utilizando valores actualizados de los parámetros de aquellas variables para las que se hayan efectuado ensayos o mediciones, y valores estimados a priori para el resto de las variables.

La estructura o el elemento estructural analizado tiene una fiabilidad suficiente si cumple la condición:

$$\beta \geq \beta_{\text{norma}} \quad (3)$$

En el caso del puente de Frías, el primer paso consistió en el dimensionamiento del Arco 3, previamente determinado como el arco crítico (ap. 4.1) según las normas en vigor [6, 7]. El análisis revela que un arco con una sección transversal de canto constante $h_w = 0,50$ m, y fabricado con un hormigón C16/20 con un valor característico de la resistencia a compresión de $f_{ck} = 16$ N/mm² puede considerarse seguro según el axioma arriba mencionado.

En el segundo paso se determina el índice de fiabilidad, β_{norma} , para dicho Arco 3 con las características así determinadas. La FL a emplear en este análisis probabilista se deduce de las reglas del Eurocódigo 2 [7] para la verificación de la seguridad estructural de elementos de hormigón en masa sometidos a un esfuerzo axil de compresión y un momento flector:

$$\alpha \frac{f_{ck}}{1.2} h_w b \left(1 - 2 \frac{[M_a + M_t + M_c + M_{cm} + M_q + \psi_0 M_p]}{h_w [N_a + N_t + N_c + N_{cm} + N_q + \psi_0 N_p]} \right) - [N_a + N_t + N_c + N_{cm} + N_q + \psi_0 N_p] = 0 \quad (4)$$

f_{ck} resistencia a compresión del hormigón (la división por un coeficiente 1,2 tiene en cuenta el comportamiento potencialmente frágil del hormigón en masa),

α coeficiente de transmisión (relación entre la resistencia del hormigón de la estructura y la determinada en ensayos normalizados),

h_w canto total de la sección transversal,

b ancho de la sección transversal,

M_i momento flector debido a, respectivamente, peso propio del arco ($i = a$), peso propio de los tímpanos (t), peso propio de los elementos de hormigón de nueva construcción (c) —montantes y tablero—, cargas permanentes (cm), tráfico rodado (q), tráfico peatonal (p),

N_i esfuerzo axil de compresión correspondiente,

ψ_0 coeficiente de combinación para la acción variable concomitante (se adopta $\psi_0 = 0,6$).

Los parámetros de las variables (Tabla 1) involucradas en la FL que se supone que están detrás de las reglas de los códigos empleados se pueden tomar directamente o deducir de [10, 11, 12]. Esta FL así como los parámetros de las variables (valor medio, desviación típica, función de distribución) se pueden introducir en un programa de ordenador [13] que trata las variables de acuerdo con [9] y calcula el índice de fiabilidad, β_{norma} , según el método FOSM. En el presente caso se obtiene un valor de $\beta_{\text{norma}} = 1,9$.

El tercer paso de la verificación consiste en el cálculo del índice de fiabilidad, β , del arco existente. A estos efectos se introducen en la FL los parámetros actualizados (Tabla 2) de las variables objeto de ensayos o mediciones. Para los parámetros de las variables restantes se introducen valores *a priori*, tomados o interpretados de [10, 11, 12] y coincidiendo con los adoptados en el segundo paso (cálculo de β_{norma}). Para el índice de fiabilidad calculado según el método FOSM se obtiene $\beta = 4,99$.

Obviamente, según la condición (3), el arco tiene una fiabilidad suficiente, tal y como lo demuestra también el análisis determinista (ap. 4.1 y [3]). Si no se cumpliera la condición (3), la estructura no tendría una fiabilidad suficiente y sería necesario incrementar la precisión de los modelos de las acciones y de la resistencia para continuar la evaluación según

Tabla 1 Valores asumidos para los parámetros de las variables para la estimación de β_{norma} y resultados del análisis según el método FOSM

| Variable | Tipo | Sesgo | cov | Valor nominal | Media | Desviación típica | Factor de influencia | Valor de cálculo |
|----------|--------|------------------------|-------------|----------------------|---------|-------------------|----------------------|------------------|
| | | μ_x/X_{nom} | s_x/μ_x | X_{nom} | μ_x | σ_x | α_x^* | X^* |
| f_c | LN | 1.28 | 0.11 | 16 N/mm ² | 20.48 | 2.25 | 0.074 | 20.04 |
| α | N | 1.05 | 0.0225 | 0.85 | 0.89 | 0.02 | 0.015 | 0.889 |
| h_w | N | 1.0 | 0.1 | 0.5 m | 0.5 | 0.05 | 0.804 | 0.423 |
| b | N | 1.0 | 0.1 | 6.0 m | 6.0 | 0.6 | 0.069 | 5.921 |
| M_a | N | 1.07 | 0.1 | 62.5 kNm | 66.9 | 6.69 | -0.058 | 67.64 |
| M_t | N | 1.04 | 0.06 | 52.9 kNm | 55.0 | 3.3 | -0.029 | 55.18 |
| M_c | N | 1.07 | 0.1 | 132.3 kNm | 141.6 | 14.16 | -0.123 | 144.9 |
| M_{cn} | N | 1.2 | 0.25 | 34.1 kNm | 40.9 | 10.22 | -0.088 | 42.62 |
| M_q | Gumbel | 0.88 | 0.125 | 395.2 kNm | 347.8 | 43.47 | -0.468 | 381.79 |
| M_p | Gumbel | 0.88 | 0.125 | 30.5 kNm | 26.8 | 3.35 | -0.016 | 26.34 |
| N_a | N | 1.07 | 0.1 | 1064.1 kN | 1138.6 | 113.86 | 0.167 | 1103 |
| N_t | N | 1.04 | 0.06 | 237 kN | 246.5 | 14.79 | 0.022 | 245.89 |
| N_c | N | 1.07 | 0.1 | 1058.9 kN | 1133 | 113.3 | 0.166 | 1097 |
| N_{cn} | N | 1.2 | 0.25 | 347.6 kN | 417.1 | 104.27 | 0.153 | 386.7 |
| N_q | Gumbel | 0.88 | 0.125 | 973 kN | 856.2 | 107.02 | 0.129 | 815.94 |
| N_p | Gumbel | 0.88 | 0.125 | 127.6 kN | 112.3 | 14.03 | 0.011 | 109.73 |

el procedimiento establecido en la Figura 2. Los resultados obtenidos en el análisis según el método FOSM serían de gran utilidad en la planificación de los ensayos y mediciones adicionales que en este caso resultarían necesarios (ap. 4.3).

El análisis permite observar, además, que el índice de fiabilidad para la estructura dimensionada según las normas en vigor, $\beta_{\text{norma}} = 1.9$, está muy por debajo de los índices de fiabilidad requeridos según estas mismas normas. Eso pone de manifiesto que los valores numéricos calculados para la probabilidad de fallo de las estructuras dependen fuertemente de las hipótesis de cálculo adoptadas, e incluso de los métodos probabilistas empleados [1]: las probabilidades de fallo o los índices de fiabilidad determinados con estos métodos son hipotéticos. Consecuentemente, los valores así calculados no representan probabilidades de fallo absolutas, lo que en su interpretación se debe tener en cuenta adecuadamente.

4.3. Más información

Además del índice de fiabilidad, β , el método según [9] proporciona también los valores de cálculo, X^* , y los factores de influencia, α_x^* , correspondientes a las variables involucradas en la FL (Tablas 1 y 2). Los valores de cálculo, X^* , corresponden a la combinación más probable de valores para los que falla la estructura. El factor de influencia, por otro lado, mide la importancia relativa de una variable básica determinada dentro de una FL determinada. Cuanto mayor sea el valor absoluto de α_x^* (el factor de influencia es negativo para variables que influyen desfavorablemente en la fiabilidad), mayor es la influencia de la variación de la variable correspondiente sobre el índice de fiabilidad. En el presente ejemplo el canto total de la sección transversal, h_w , y el momento flector debido a las acciones del tráfico rodado, M_q , se revelan como críticos (con, respectivamente, $\alpha_{h_w}^* = 0.864$ y $\alpha_{M_q}^* = -0.421$). Si

Tabla 2. Parámetros actualizados de las variables objeto de ensayos y mediciones para la estimación de β y resultados del análisis según el método FOSM

| Variable | Tipo | Sesgo | cov | Valor nominal | Media | Desviación típica | Factor de influencia | Valor de cálculo |
|----------|------|------------------------|-------------|------------------------|---------|-------------------|----------------------|------------------|
| | | μ_x/X_{nom} | s_x/μ_x | X_{nom} | μ_x | σ_x | α_x^* | X^* |
| f_c | LN | 1.266 | 0.135 | 16.8 N/mm ² | 21.27 | 2.87 | 0.065 | 20.18 |
| h_w | N | 1.0 | 0.1 | 0.84 m | 0.84 | 0.084 | 0.864 | 0.478 |
| M_a | N | 1.0 | 0.1 | 152.89 kNm | 152.89 | 15.29 | -0.077 | 158.7 |
| N_a | N | 1.0 | 0.1 | 1695.05 kN | 1695.05 | 169.5 | 0.162 | 1558 |

fuerá necesario proceder a la tercera fase de la evaluación, basada en una mejora de los modelos (ap. 2), se deberían tener en cuenta estos resultados en la planificación de la adquisición de datos adicionales: Una actualización de la información relativa al canto de la sección y a las acciones del tráfico rodado resultaría más eficaz. Una actualización de la resistencia a compresión del hormigón a través de ensayos adicionales, al contrario, tendría una eficacia reducida, incluso despreciable ($\alpha_{fr}^* = 0,065$).

5. BENEFICIO DEL ANÁLISIS PROBABILISTA

5.1. Objetivo

Los resultados obtenidos en el análisis probabilista según el apartado 4.2 no se pueden comparar directamente con los obtenidos en el análisis determinista (ap. 4.1). Consecuentemente, no es posible estimar los beneficios inherentes a la aplicación de los métodos probabilistas. Para ello es necesario calibrar modelos deterministas para las acciones y la resistencia de la estructura, incorporando toda la información actualizada disponible. Estos modelos deterministas actualizados permiten calcular un índice determinista actualizado, $r_{det,act}$ que a su vez se emplea para efectuar la comparación deseada con el índice r_{det} , determinado en el apartado 4.1.

5.2. Calibración de modelos deterministas actualizados

5.2.1. Visión global

El objetivo de una evaluación determinista de la seguridad estructural consiste en verificar si se cumple la condición (2), utilizando valores nominales de las variables y coeficientes parciales de seguridad, de forma que los valores de cálculo de las variables correspondan a los valores que tendrían en un análisis probabilista. La relación entre los conceptos probabilistas y los métodos deterministas queda establecida por el punto de dimensionamiento que, de todos los posibles puntos de rotura de una estructura que forman la superficie correspondiente a un estado límite, es el más probable (Figura 4). La relación entre el punto de dimensionamiento, el coeficiente parcial de seguridad y el valor nominal está dada por la ecuación:

$$X^* = \gamma_X \cdot X_{nom} \quad (5)$$

- X^* valor de la variable en el punto de dimensionamiento, obtenido en un análisis probabilista,
 γ_X coeficiente parcial de seguridad empleado en una evaluación determinista,
 X_{nom} valor nominal de la variable empleado en una evaluación determinista.

La Función Límite es la misma para ambos métodos, el probabilista y el determinista, siendo la única diferencia la representación de las variables. A las variables de una FL se les atribuyen individualmente los coeficientes parciales de seguridad a introducir en un análisis determinista. Estos coeficientes varían dependiendo del nivel existente de incertidumbre así como de la importancia de la variable correspondiente dentro de la FL. El objetivo de la actualización de información a través de la colección de datos específicos para la estructura analizada consiste en la reducción de la incertidumbre asociada con las variables. La influencia de este cambio no se puede tener en cuenta explícitamente en una evaluación determinista, siendo necesaria para ello la aplicación de métodos probabilistas. Por este motivo, los modelos deterministas para las acciones y la resistencia requieren una calibración basada en un análisis probabilista de las acciones y de la resistencia.

5.2.2. Procedimiento de calibración

Según el *axioma* ya introducido de que la aplicación correcta de las normas y códigos en vigor conduce a una estructura fiable, el procedimiento de calibración consiste en los siguientes cinco pasos [5]:

- Dimensionamiento de la estructura existente (según un conjunto consistente de normas de acciones y de análisis de la capacidad resistente) de manera que se obtenga un índice determinista $r_{norma} = 1,0$.
- Cálculo del índice de fiabilidad, β_{norma} para esta estructura.
- Cálculo del índice de fiabilidad, β , para la estructura existente utilizando los valores actualizados de los parámetros de las variables. β puede ser superior o inferior a β_{norma} dependiendo básicamente del estado actual de la estructura (daños) y de la agresividad del tráfico rodado actual.
- Determinación de la resistencia actual requerida, $R_{act,req}$.

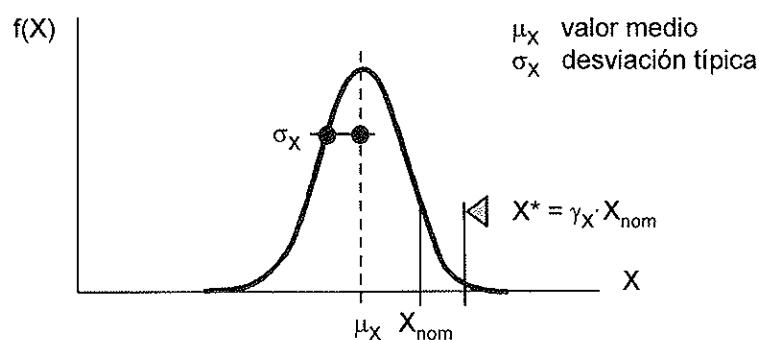


Figura 4. Relación entre el punto de dimensionamiento, el coeficiente parcial de seguridad y el valor nominal.

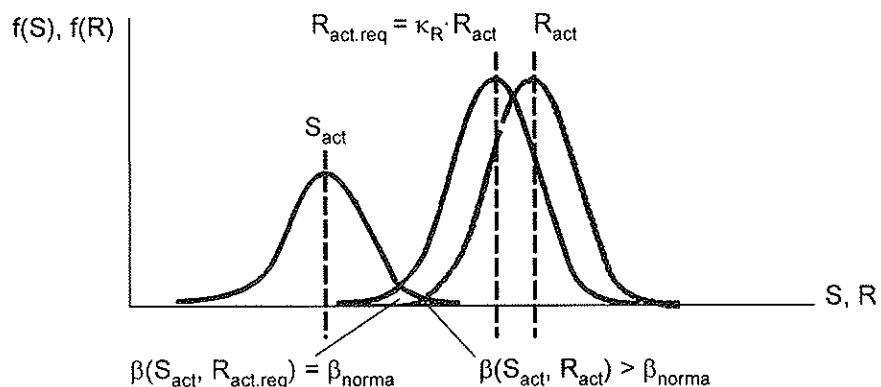


Figura 5. Calibración de modelos actualizados de acciones y de resistencia para una evaluación determinista.

multiplicando la resistencia actual, R_{act} , por un factor, κ_R , de manera que para los efectos actuales de las acciones, S_{act} , resulte $\beta = \beta_{norma}$ (Figura 5).-

• Deducción de los coeficientes parciales de seguridad, en analogía con la relación (5), que se pueden aplicar conjuntamente con los valores nominales actualizados (normalmente los valores característicos, determinados a partir de la información actualizada) de las variables en una evaluación determinista: $S_{act,nom}$ para los efectos de las acciones y $R_{act,nom}$ para la resistencia:

$$\gamma_{S,act} = \frac{S_{act}^*}{S_{act,nom}} \quad (6)$$

$\gamma_{S,act}$ coeficiente parcial de seguridad actualizado para los efectos de las acciones, empleado en una evaluación determinista,

S_{act}^* efecto actualizado de las acciones en el punto de dimensionamiento

$S_{act,nom}$ valor nominal actualizado del efecto de las acciones, empleado en una evaluación determinista

$$\gamma_{R,act} = \frac{\kappa_R \cdot R_{act,nom}}{R_{act,req}^*} \quad (7)$$

$\gamma_{R,act}$ coeficiente parcial de seguridad actualizado para la resistencia, empleado en una evaluación determinista,

$R_{act,req}^*$ resistencia actualizada requerida en el punto de dimensionamiento,

$R_{act,nom}$ valor nominal actualizado de la resistencia, empleado en una evaluación determinista,

κ_R factor para el cálculo de la resistencia actualizada requerida.

5.2.3. Análisis determinista con modelos actualizados

Los coeficientes parciales de seguridad actualizados según el procedimiento anteriormente establecido, tienen en cuenta la influencia de los cambios en las incertidumbres asociadas con las variables. Los coeficientes se atribuyen individualmente a las diferentes variables de una FL y se pueden emplear en una evaluación determinista de la seguridad estructural, conjuntamente con los valores nominales actualizados de las acciones y de la resistencia. La condición para la seguridad estructural se puede deducir a partir de la relación (2):

$$\gamma_{S,act} \cdot S_{act,nom} \leq \frac{R_{act,nom}}{\gamma_{R,act}} \quad (8)$$

5.3. Resultados y discusión

Los tres primeros pasos del procedimiento de calibración establecido en 5.2.2 corresponden a los tres pasos del análisis probabilista según 4.2. Por ello, el índice de fiabilidad según las normas en vigor es $\beta_{norma} = 1,9$, y para la estructura existente se obtiene un valor de $\beta = 4,99$. Para el factor κ_R , cuya determinación corresponde al cuarto paso, se calcula $\kappa_R = 0,1545$. Los valores de las variables de la FL (4) en el punto de dimensionamiento $X_{act,req}^*$, resultan del análisis FOSM, llevado a cabo para S_{act} y $R_{act,req}$. Estos valores se emplean para deducir los coeficientes parciales de seguridad actualizados según las relaciones (6) y (7). Los resultados obtenidos están recogidos en la Tabla 3 y se comparan con los valores *a priori* de los

Tabla 3. Coeficientes parciales de seguridad actualizados, $\gamma_{x,act}$, en comparación con los correspondientes *a priori* valores según las normas en vigor, γ_x , [6, 7]

| | Efecto de las acciones | | | | | | Resistencia |
|----------------------------|---------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------|-------------|
| | Arco $\gamma_{Ga,act}$ | Tímanos $\gamma_{Gt,act}$ | Tablero $\gamma_{Gt,act}$ | Cargas perm. $\gamma_{Gcm,act}$ | Tráfico rodado $\gamma_{Q,act}$ | Peatones γ_{Pact} | |
| Actualiz. $\gamma_{x,act}$ | 1.01 | 1.04 | 1.08 | 1.23 | 1.0 | 1.0 | 1.08 |
| A priori γ_x | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.5 | 1.5 | 1.5 |



coeficientes parciales de seguridad correspondientes a la aplicación de las normas en vigor [6, 7]. A continuación, en un análisis determinista con los coeficientes parciales de seguridad actualizados y los valores nominales actualizados para las acciones y la resistencia, se puede determinar el índice determinista actualizado en analogía con la ecuación (1):

$$r_{det.act} = \frac{R_{act.nom} / \gamma_{R.act}}{\gamma_{S.act} \cdot S_{act.nom}} \quad (8)$$

En el presente caso se obtiene un valor de $r_{det.act} = 4,64$. En comparación con el índice determinista, r_{det} , calculado según el criterio de verificación definido en las normas en vigor (ap. 4.1), el empleo de modelos deterministas actualizados, calibrados mediante un análisis probabilista, conduce a un beneficio del 98%, aproximadamente.

Las reflexiones y cálculos efectuados anteriormente ponen de manifiesto que, en comparación con el dimensionamiento de estructuras de nueva construcción, las incertidumbres asociadas con las variables de una Función Límite pueden reducirse en una evaluación a través de la consideración de las características específicas de la estructura evaluada. La influencia del cambio en las incertidumbres solo se puede tener explícitamente en cuenta en un análisis probabilista.

El beneficio derivado del empleo de métodos probabilistas de cálculo (en comparación con una evaluación basada en modelos deterministas según las normativas de proyecto) depende de cada caso concreto, pero ciertamente puede ser importante.

Por otra parte, la aplicación de métodos probabilistas de cálculo resulta normalmente laboriosa y requiere además un conocimiento considerable de la teoría en la que se basan dichos métodos. Por ello, éstos posiblemente no se prestan para la práctica diaria y existe la necesidad de desarrollar modelos simplificados de acciones y de resistencia para la evaluación de estructuras existentes. También se requieren métodos que permitan una fácil introducción de los datos actualizados de una estructura en los modelos de cálculo mencionados [11, 14].

6. CONCLUSIONES

La presente contribución introduce un procedimiento por fases para la evaluación de puentes existentes, con referencias a un caso real. Partiendo de datos generales, se afinan más los modelos de resistencia y de las acciones de una fase a otra, mejorando las hipótesis de cálculo mediante inspecciones, ensayos y mediciones *in situ*. El procedimiento propuesto incluye métodos probabilistas de cálculo, y su aplicación conlleva beneficios importantes que en términos generales se pueden resumir de la siguiente manera:

- La actualización de los datos disponibles sobre una estructura conduce a una reducción de las incertidumbres asociadas con las variables. Sólo la aplicación de métodos probabilistas permite cuantificar la influencia de este cambio sobre la seguridad estructural.
- Es posible decidir si un determinado puente existente

tiene una fiabilidad suficiente para las condiciones actuales y futuras de uso.

- El procedimiento propuesto permite reducir el número de ensayos y de mediciones *in situ* a un mínimo. De este modo es posible optimizar los recursos disponibles para la evaluación.
- El procedimiento contribuye a evitar intervenciones no justificadas sobre el tráfico (limitación de cargas, distancias mínimas entre vehículos), que pueden ser la causa de problemas en la red de carreteras (desvíos, retenciones, etc.).
- El procedimiento propuesto para la evaluación de puentes existentes se basa en el lema *analizar más para intervenir menos* [15], y contribuye a evitar cierres, refuerzos, rehabilitaciones y sustituciones innecesarias de puentes existentes.
- Es posible optimizar los recursos disponibles para el mantenimiento de estructuras existentes.

Las reflexiones y cálculos efectuados ponen de manifiesto que las probabilidades de fallo o índices de fiabilidad, determinados con los métodos probabilistas de cálculo, no representan valores absolutos. Por este motivo, los métodos probabilistas solo proporcionan informaciones útiles si los resultados se interpretan en un sentido comparativo, clasificando estructuras o conceptos de mejor a peor.

Como último cabe mencionar que, actualmente, los métodos probabilistas de cálculo no se prestan para su aplicación en la práctica diaria y su uso queda habitualmente restringido a la investigación o la calibración de normas. Por ello existe la necesidad de desarrollar modelos simplificados de acciones y de resistencia, calibrados mediante métodos probabilistas de cálculo, para la evaluación de estructuras existentes.

AGRADECIMIENTOS

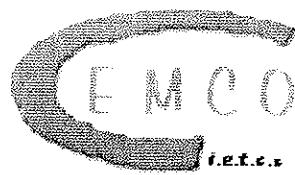
Los autores desean expresar su agradecimiento al Director de la obra por parte de la Junta de Castilla y León (D. Lorenzo Saldaña) y a los colaboradores de CESMIA Ingenieros y GEOCLISA que hayan contribuido de alguna manera al proyecto, la ejecución o la asistencia técnica a la Dirección de la Obra.

REFERENCIAS

1. SCHNEIDER, J. Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen - Grundwissen für Bauingenieure. Verlag der Fachvereine AG, Zürich, und Teubner Verlag, Stuttgart, 1994. ISBN 3-519-0504-4 (Teubner).
2. BRÜHWILER, E. From design to "examineering". Structural Engineering International, Zürich, Vol. 5, n.º 2, 1995, p. 69.
3. SALDAÑA, L., ORTEGA, L. y TANNER, P. La rehabilitación del puente sobre el río Ebro en Frías. (Artículo presentado para su publicación en la revista Hormigón y Acero).
4. KUNZ, P., BEZ, R. et HIRT, M.A. L'évaluation des structures existantes. Ingénieurs et Architectes Suisses, Lausanne, vol. 120, n.º 5, 1994, pp. 66-73.

5. TANNER, P. Interaction between planning, execution and evaluation of tests. In: Evaluation of existing steel and composite bridges, IABSE Report n.º 76, Zürich, 1997. ISBN 3-85748-091-2.
6. IAP. Actions on road bridges. Ministry of public works, Madrid, 1997. (in Spanish).
7. ENV 1992-1-6. Design of concrete structures - Plain concrete structures. European Committee for Standardisation, Brussels, 1994.
8. Van STRAALEN, I., VROUWENVELDER, T. Comparison of statistical evaluation models. Proceedings, IABSE - Colloquium "Basis of Design and Actions on Structures. Background and application of Eurocode 1", Delft, March 27-29, 1996.
9. 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.
10. SCHNEIDER, J. Some thoughts on the reliability assessment of existing structures. Structural Engineering International, Zürich, Volume 2, N.º 1, 1992, pp. 13-18.
11. BAILEY, S.F. Basic principles and load models for the structural safety evaluation of existing road bridges. Lausanne, Swiss Federal Institute of Technology, 1996. (thesis n.º 1467).
12. SOBRINO, J.A. *et al.* Structural evaluation of existing concrete bridges. Assessment and strengthening of a prestressed concrete box-girder bridge. In: Bridge Assessment, Management and Design (Barr, Evans, Harding, Eds.), Amsterdam, Elsevier Publishing Company, 1994. ISBN 0-444-82063-9.
13. VaP. Computer Program VaP (Variables Processor) 1.6 for Windows. Zürich, IBK - Swiss Federal Institute of Technology, 1997.
14. TANNER, P. Reliability-based evaluation concept for everyday use. In: Saving buildings in Central and Eastern Europe, IABSE Report n.º 77, Zürich, 1998. ISBN 3-85748-094-8.
15. ORTEGA BASAGOITI, L. Analizar lo máximo para intervenir lo mínimo. El acueducto de Segovia. En: El Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón, Grupo Español del Hormigón GEHO-CEB, Madrid, 1996. ISBN 84-920728-7-3.





XV CURSO DE ESTUDIOS MAYORES DE LA CONSTRUCCIÓN

"PERSPECTIVAS DE LA CONSTRUCCIÓN Y SUS MATERIALES EN EL SIGLO XXI"

Área de Estructuras y Durabilidad

SEMINARIO S4

Materiales Compuestos Avanzados en la Construcción

Madrid, 12 al 14 de Marzo de 2001

www.csic.es/torroja/cemco/Cemco2001-S4.html

Directores:

Alfonso Recuero, Dr. Ing. de Caminos
y Cecilio López, Ing. de Caminos de IETcc

OBJETIVO

El objeto de este Seminario es presentar el estado actual del conocimiento de los Materiales Compuestos Avanzados para su uso en construcción. Se incluyen aspectos como caracterización, modelización, cálculo, experimentación y aplicaciones tanto en refuerzo de estructuras como en obra nueva, fachadas, cubiertas, etc.

SEMINARIO S5

Modelización y Análisis de Estructuras

Madrid, 21 al 23 de Marzo de 2001

www.csic.es/torroja/cemco/Cemco2001-S5.html

Directores:

Olga Río, Eugenio Oñate, Dres. Ing. de Caminos,
Etcc y UP de Barcelona

OBJETIVO

En este Seminario se tratará el proyecto y análisis de distintos tipos de estructuras, considerando tanto la modelización por barras como por elementos finitos, en edificación y obra civil, con un especial énfasis en las estructuras tridimensionales. Se considerará así mismo, el análisis lineal como no lineal de estructuras y el análisis estático y dinámico de las mismas.

Para mayor información sobre los programas de cada seminario dirigirse a:

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja

CEMCO 2001. Att.: M^a Carmen Díaz Periañez

Tlfno.: 91 - 302 04 40 - Fax: 91 - 302 07 00, e-mail: carmendp@ietcc.csic.es

COMISIÓN C4

Luis M^a Ortega Basagoiti
Presidente de la Comisión C4
Ingeniero de Caminos
GEOCISA

1. ¿Por qué una comisión de uso y mantenimiento?

Que las estructuras se deterioran es un hecho al que prácticamente nos enfrentamos a diario. Esa constatación es lo que ha llevado, por ejemplo, hacia una creciente preocupación por tratar de proyectar y construir estructuras más durables. Pero además de ese interés en la fase de proyecto y construcción, parece obvio que “algo habrá que hacer” con esas estructuras durante su vida de servicio para conservarlas y mantenerlas.

En esa línea, los estatutos de nuestra Asociación recogen específicamente entre sus actividades propias, la de “*difundir la aplicación de nuevos conocimientos al planeamiento, el proyecto, los materiales, la ejecución, el uso, la conservación, la reparación y la demolición de estructuras de hormigón*”.

En cambio, la Instrucción de Hormigón Estructural EHE señala, en su Memoria de introducción, que “*la Comisión Permanente del Hormigón ha considerado oportuno redactar una única Instrucción relativa al proyecto y la ejecución de obras de hormigón, tanto en masa, como armado o pretensado,...*”. Es decir, que aunque se reconoce la necesidad de construir estructuras durables y esto se refleja en la propia Instrucción (existencia de un capítulo y diversos artículos dedicados específicamente a temas de durabilidad), no se contemplan específicamente las actividades de conservación y mantenimiento.

Parece claro que, a medida que el nivel de desarrollo aumenta, la importancia relativa de los esfuerzos dedicados a conservación frente a los dedicados a nuevas construcciones también aumenta. En ese sentido es creciente la necesidad de atender los diversos problemas y cuestiones que se plantean al tratar con estructuras ya construidas y que hay que conservar, diferentes en muchos casos de los planteados por el proyecto de nuevas estructuras.

Existen en la EHE algunas menciones aisladas a temas como el interés de la realización de ensayos de información “*en estructuras con síntomas de deterioro o que han estado sometidas a determinadas acciones que podrían haber afectado a su capacidad resistente (sobre-cargas excesivas, fuego, heladas, etc.)*” (Comentarios al artículo 89) o a la utilización de pruebas de carga en estructuras en servicio (artículo 99.2). Pero resulta claro que lo que le ocurría a la estructura a lo largo de su vida, una vez proyectada y construida, no es objeto de atención principal por parte de la Instrucción EHE.

Parece, por tanto, muy conveniente la existencia de una Comisión que se encargue de los temas relacionados con las estructuras de hormigón **durante su vida de servicio**, teniendo en cuenta los fines de ACHE y la realidad de las estructuras que utilizamos a diario. Y que además, en este caso, el tratar de cumplir con algunos de los objetivos generales señalados en el Reglamento de las Comisiones Técnicas (“*elaboración de documentos que sirvan como referencia técnica y preparación de publicaciones de divulgación*”) resulta necesario para cubrir la laguna normativa existente sobre una actividad a la que, por fuerza, cada vez nos vemos enfrentados con más frecuencia un mayor número de técnicos.

2. Antecedentes

Como en otras Comisiones de ACHE, la Comisión nº 4 no ha partido de la nada, sino que se ha apoyado en dos grupos de trabajo anteriormente existentes en GEHO:

GT 4/1: Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos

Creado en abril de 1998 y coordinado por M^a Dolores Gómez Pulido. Este grupo tiene por objeto la preparación de un documento, de carácter básicamente divulgativo, que sirva de ayuda a los técnicos para diseñar, proyectar y ejecutar refuerzos con laminados compuestos con fibras sintéticas embebidas en matriz tipo resina. Están colaborando en este grupo varios técnicos que



se cuentan entre los que más experiencia tienen en España en el uso de estos sistemas de refuerzo, estando vinculados muchos de ellos a trabajos de investigación sobre este tipo de materiales. Se espera poder contar con un primer borrador para discutir en el seno de la Comisión hacia el final de este año 2000.

GT 4/2: Fiabilidad de las estructuras existentes

Creado a finales de 1995, y coordinado por Juan A. Sobrino Almunia, llegó a celebrar tres reuniones hasta junio de 1996, interrumpiéndose posteriormente su actividad. La Comisión 4 decidió volver a relanzar este grupo, estableciéndose como objetivo inicial del mismo la elaboración de un primer documento, de carácter divulgativo, sobre *"Evaluación de la seguridad de estructuras existentes mediante técnicas de fiabilidad. Principios básicos"*. El borrador de este documento pretende ser discutido en el seno de la Comisión en su reunión de septiembre-octubre de 2000.

3. Enfoque del trabajo inmediato

Además de esta actividad preexistente, la Comisión se planteó la creación de nuevos grupos siguiendo otras dos líneas de trabajo:

- A propuesta de D. Enrique González Valle (presidente de ACHE en aquel momento), abordar la actualización del documento elaborado por el GEHO sobre Pruebas de Carga [1] en 1988.
- Pensar en otras vías, complementarias a la del grupo GT 4/2, para afrontar el problema del estudio analítico, desde un punto de vista resistente, de estructuras ya construidas que por diferentes causas hayan podido sufrir un deterioro, vayan a experimentar un cambio de uso (y por tanto de las acciones soportadas), etc.

3.1. Pruebas de carga

La primera de estas dos líneas de trabajo dio lugar a la creación del grupo **GT 4/3: Pruebas de carga** que, coordinado por Rafael Astudillo Pastor, pretende elaborar un documento integral sobre ese tipo de ensayos.

En principio la idea era que este documento contemplara tanto las pruebas de recepción de obra nueva como las efectuadas para la obtención de información complementaria sobre estructuras existentes; incluiría pruebas tanto estáticas como dinámicas y se extendería a pruebas sobre puentes de carretera o ferrocarril y a estructuras de edificación. Se recopilaría la normativa existente en España y en otros países y se establecerían recomendaciones para la metodología a seguir en cada caso, instrumentación y análisis de resultados. Debía recoger la aplicabilidad de cada tipo de pruebas y la información que podría razonablemente obtenerse de las mismas.

Sin embargo, se cuestiona el que se deba incluir la posibilidad de utilizar las pruebas de carga como herramienta exclusiva para establecer la sobrecarga de uso que podría admitirse en una estructura existente. Es esa finalidad la que dio lugar al documento original del GEHO [1] antes citado, pero varias circunstancias han originado que los planteamientos, doce años después, sean distintos:

- Las condiciones de aplicabilidad de los ensayos experimentales para esa finalidad son muy restrictivas: carencia de datos sobre la estructura, flexión como solicitud básica de la estructura estudiada sin peligro de rotura frágil, no aplicabilidad a casos de cortante o compresión como solicitud determinante de la capacidad, etc.
- Las necesidades de medidas de seguridad, ciclos crecientes de carga-descarga, etc. hacen que resulten pruebas muy caras. La experiencia es que en doce años de existencia del citado Boletín del GEHO, se han hecho muy pocas pruebas de carga siguiendo sus prescripciones.
- Esa carestía hace que pueda resultar más interesante, además de más fiable y completa, la evaluación analítica, aun cuando las características de materiales, armado, etc., deban ser determinadas experimentalmente (catas, testigos, END,...).
- Y fundamentalmente, los problemas que comporta el acudir a una vía exclusivamente experimental sin un patrón de comparación previo establecido teóricamente.

En este último sentido, instituciones como ACI han tendido también a restringir el uso exclusivo de pruebas de carga para la evaluación de las posibles sobrecargas admisibles. Así, en el informe específico del Comité 437 de 1982 [2], se establecían dos métodos alternativos para la evaluación de la capacidad resistente de una estructura de hormigón: el método analítico y las pruebas de carga estáticas. En cambio, la versión de ese mismo documento de 1991 [3] señala que las formas habituales de evaluación son el análisis, el análisis con prueba de carga sobre la estructura real y el análisis con ensayos en modelo. Además establece, respecto al segundo de esos métodos, que siempre debe realizarse una evaluación analítica aproximada preliminar antes de la evaluación mediante prueba de carga.

Por su parte, el Código ACI [4] ha venido variando a lo largo de los años la redacción del capítulo 20 (Parte 6), dedicado a la Evaluación de la capacidad portante de estructuras existentes. La última versión consultada, contenida en el Manual of Concrete Practice de 1999 [4], parece reservar el uso de pruebas de carga para aquellos casos en los que *"el efecto de la baja de resistencia no se comprenda bien o cuando no sea factible determinar mediante medida las dimensiones y propiedades de los materiales necesarias para un análisis"*.

Por su parte, y quizás podría decirse que sorprendentemente, la Instrucción EHE que, como se ha comentado, no está enfocada ni parece que resulte aplicable a la evaluación de estructuras existentes, dedica una buena parte de su artículo 99.2, a las *"Pruebas de carga para eva-*

luar la capacidad resistente". Su redacción está prácticamente basada en lo contenido en el citado Código ACI, pero su extrapolación directa al caso español, en una Instrucción cuyos coeficientes parciales de seguridad para las acciones son distintos que los americanos y que no comenta la posibilidad de la evaluación analítica, parece un tanto discutible. Como igualmente resultan discutibles, al menos en mi opinión, los criterios de aceptación sugeridos por ACI y transcritos por la Instrucción EHE, que para no penalizar a estructuras muy rígidas, pueden caer, quizás, en una excesiva permissividad, sobre todo cuando se pretende emplear un ensayo como única base de juicio para fijar la sobrecarga de uso de una determinada estructura.

Parece claro que este grupo tiene trabajo por delante. Primero intentando aclarar términos y cuestiones sobre las pruebas de carga en sentido tradicional (se siguen haciendo muchas chapuzas para cubrir el expediente con un mínimo coste). Y después clarificando las cuestiones sobre la aplicabilidad o no de este tipo de herramientas a los estudios de capacidad resistente de estructuras ya construidas. Su trabajo puede contribuir, además, a perfeccionar el contenido del citado artículo 99.2 de la Instrucción EHE, por ejemplo depurando cosas tan fuera de lugar como el hablar de que "... este último punto (refiriéndose al efecto de vibración) afecta a los puentes con luces superiores a los 60 m o diseño inusual, utilización de nuevos materiales y pasarelas y zonas de tránsito ...". Si se trata de una Instrucción de hormigón estructural, ¿cómo se puede entrar a recomendar la aplicación de ensayos dinámicos en puentes que pudieran tener problemas de vibración, construidos con "nuevos materiales"?

3.2. Evaluación de estructuras existentes

Es cada vez más frecuente que los ingenieros dedicados a temas de conservación, patología o mantenimiento, se vean enfrentados a preguntas como:

- ¿Qué sobrecarga de uso podría admitirse en este forjado?
- ¿Qué nivel de seguridad me ofrece este puente?
- ¿Debo reforzar esta estructura?
- ¿Podríamos quitar esta señalización de limitación de carga?

Parece que existe un cierto acuerdo general en que la labor de evaluación de una estructura ya construida, desde un punto de vista resistente, presenta diferencias con la del cálculo de dicha estructura para el proyecto.

Por una parte, es frecuente que no se cuente con planos de ese proyecto o que no coincidan con lo realmente construido. Además, la estructura puede presentar daños o deterioros que influyan de una u otra forma en su comportamiento resistente. Todo ello exige una labor experimental de caracterización geométrica, mecánica y de daños de la estructura a estudiar, que puede resultar más o menos complicada y costosa. Pero como contrapartida, se tiene a disposición del evaluador la estructura real, no en planos, lo que puede permitir reducir en gran medida muchas de las incertidumbres existentes a nivel de proyecto. Deberá buscarse un equilibrio razonable entre el coste de esa labor experimental de caracterización y la utilidad de la información que nos proporciona.

Por otro lado, y teniendo en cuenta lo anterior, no parece lógico que en la fase de puro cálculo estructural nos limitemos a aplicar los mismos criterios que al proyectar y, como resultado, se rechace por insegura cualquier estructura que no cumpla estrictamente con los límites, en cuanto a coeficientes de seguridad, exigidos por las normas en vigor. La aplicación rigurosa de un criterio de ese estilo llevaría a la necesidad de reforzar o demoler un porcentaje apreciable de las estructuras en servicio.

En la línea de la caracterización experimental de la estructura, se decidió poner en marcha el grupo **GT 4/4: Ensayos de información en estructuras de hormigón existentes**, coordinado por Jorge Ley Urzaiz. Su objetivo consiste en la preparación de un documento que recoja las posibles técnicas experimentales aplicables en el reconocimiento de estructuras existentes, describiendo de forma realista las posibilidades de cada una y la representatividad de los datos obtenidos. Será un documento fundamentalmente descriptivo que exponga el fundamento teórico, la tipología de los equipos disponibles, la finalidad del ensayo, los parámetros que condicionan los resultados de su aplicación, lo que no se obtiene mediante la realización del ensayo y la normativa existente.

En la línea del cálculo de la estructura, como se ha comentado antes, se contaba ya con el grupo GT 4/2 dedicado a la evaluación de la seguridad de estructuras existentes mediante técnicas de fiabilidad. Pero ésta no es la forma habitual de análisis a la que la mayoría de los técnicos están acostumbrados; son muchos años de aplicación de modelos semiprobabilistas como los propugnados por la Instrucción EHE. Y posiblemente su aplicación rigurosa puede originar unos costes que no estarían justificados en todos los casos. Una disquisición de un no especialista al hilo de esto: si todo fueran ventajas, ¿no se habría impuesto ya el aplicar esos métodos de fiabilidad en el proyecto de estructuras nuevas?

El problema a la hora de aplicar métodos semiprobabilistas es el antes planteado: ¿deben aplicarse sin más las mismas bases de cálculo y los mismos coeficientes parciales de seguridad propugnados para el proyecto de nuevas estructuras? O dado el diferente grado de conocimiento de la estructura si ésta ya existe, ¿deben admitirse coeficientes parciales de seguridad modificados respecto a los de proyecto? ¿cuál debe ser esa modificación? ¿debe basarse en una calibración previa rigurosa mediante métodos de fiabilidad? ¿cómo deben modelizarse deteriorados deteriorios?

Como consecuencia de lo anterior, se optó por crear el grupo **GT 4/5: Evaluación de estructuras con métodos semiprobabilistas**, coordinado por Jorge Perelli Botello, con el objetivo inicial de realizar una revisión crítica de la literatura y normativa existentes en otros países





sobre este tipo de evaluación, utilizando coeficientes parciales de seguridad modificados en función de la información existente sobre la estructura. Esta revisión ha dado lugar a un borrador de documento que será analizado en octubre de 2000 en el seno de la Comisión. A la vista de los resultados de ambos grupos (GT 4/2 y GT 4/5) se discutirá si deben continuar su trabajo por separado o, por el contrario, deben fusionarse en uno solo. En cualquier caso, el siguiente objetivo sería la elaboración de un documento que sirva de ayuda al ingeniero o arquitecto español enfrentado con la tarea de evaluar la seguridad de una estructura ya construida.

4. Invitación

En los apartados anteriores he intentado esbozar un esquema de las tareas que, por ahora, pretende abordar la Comisión 4 de ACHE y sus grupos de trabajo.

Constituye, en mi opinión, un campo de trabajo muy interesante aunque es probable que, como autor de estas líneas, no haya sido capaz de presentarlo con el suficiente atractivo. Pese a ello no quiero terminar esta exposición sobre nuestra Comisión sin invitar a todos aquellos interesados en los temas expuestos y que estén dispuestos a colaborar, a integrarse en los grupos de trabajo.

REFERENCIAS

- [1] Grupo Español del Hormigón: Boletín nº 1 “Evaluación de la capacidad portante de estructuras mediante pruebas de carga”. GEHO, diciembre 1988.
 - [2] American Concrete Institute: Report 437R-67 (Revised 1982) “Strength evaluation of existing concrete buildings”. ACI 1982.
 - [3] American Concrete Institute: Report 437R-91 (Reapproved 1997): “Strength evaluation of existing concrete buildings”. ACI Manual of Concrete Practice 2000.
 - [4] American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary – ACI 318R-99. Part 6 “Special Considerations”. Chapter 20 – Strength evaluation of existing structures. ACI Manual of Concrete Practice 2000

Armaduras pasivas en la Instrucción EHE

Javier León
Coordinador del Grupo de Trabajo

A finales de febrero de 1996 el Comité Técnico de GEHO aprobó la constitución de un Grupo de Trabajo para el estudio de las armaduras pasivas con vistas a la redacción de los artículos correspondientes de la nueva Instrucción EHE, entonces en fase de elaboración. El Comité Técnico me encargó la coordinación del grupo, a propuesta del presidente de la Comisión de Materiales.

A lo largo de las semanas siguientes, confeccioné la lista de miembros del grupo, a partir de las dos premisas siguientes: asegurar, en la medida de lo posible, la máxima representatividad de los participantes (la industria siderúrgica, los ferrallistas, los proyectistas, las oficinas de control, los centros de investigación) y, aún más importante, reunir a los mejores especialistas del país en la materia. Las reuniones del grupo comenzaron en mayo de 1996 y concluyeron tres años más tarde, realizándose en la sede de la Secretaría en la Escuela de Caminos con una frecuencia de una reunión cada tres meses aproximadamente.

El trabajo tuvo dos etapas nítidamente diferenciadas. La primera fase se completó cuando se remitió a la Comisión Permanente del Hormigón la relación de observaciones y sugerencias relativas a los artículos referidos a armaduras activas y pasivas de la Instrucción. Aquellos trabajos dieron su fruto, porque la mayor parte de las propuestas fueron acogidas por el Grupo de Trabajo de la Comisión Permanente del Hormigón.

La segunda fase se dedicó a la puesta “en negro sobre blanco” de los documentos que soportaban las propuestas formuladas en la primera fase, pero ceñidas a las armaduras pasivas. Se elaboró un índice de contenidos y se repartió la tarea. Hasta 6 horroadores sucesivos se analizaron en vivas y hasta encendidas discusiones, fruto de las cuales se introdujeron sucesivas mejoras en el documento. La redacción final de la Monografía obedece al deseo de que figuren en ella aquellos aspectos que, a juicio de los miembros del Grupo de Trabajo, tienen especial interés para los usuarios de la Instrucción y no aparecen, como es lógico, desarrollados o justificados en ésta.

El contenido del documento es diverso y clarificador. Aporta información que, no estando contenida en la Instrucción EHE, la complementa, explica y amplia. En los párrafos siguientes se presenta, sucintamente, el contenido de la Monografía, primera de ACHE.

El capítulo I trata de la **identificación de los aceros**, aspecto de gran importancia para comprobar *de visu* si existe correspondencia entre el tipo de armadura dispuesta en obra y la consignada en los planos, es decir, de qué manera se asegura la trazabilidad y la calidad de las estructuras que se ejecutan.

En el capítulo 2, **diagramas tensión-deformación**, se presentan, de manera ordenada y pedagógica, las diferencias entre el comportamiento real que exhiben las armaduras y el correspondiente a los diagramas simplificados (en mayor o menor grado) utilizados normalmente en los cálculos de dimensionamiento y comprobación. Los autores no han encontrado otros textos actualizados que aporten esta información de manera sistemática, tal y como se muestran aquí.

En el capítulo 3 se presentan, por vez primera, los **requisitos de ductilidad y los requisitos frente a acciones sísmicas**, circunstancia justificada por la propia necesidad de contar con ductilidad suficiente en secciones y elementos estructurales de hormigón y por el hecho de que la industria está produciendo ya aceros de alta ductilidad, lo que constituye una novedad que, según parece, podría convertirse en práctica generalizada.

Los **requisitos de adherencia**, que se presentan en el capítulo 4, constituyen una verdadera primicia editorial, en la medida en que al fin ven la luz los criterios en que se han basado las Instrucciones españolas de hormigón desde la EH-73, según las cuales, en general, las longitudes de anclaje de nuestra normativa son menores que las de otros códigos de “nuestro entorno” (Código Modelo o Eurocódigo).

La incorporación del estado límite de fatiga en la Instrucción aconsejó la introducción de un capítulo, el quinto, en esta monografía sobre los **requisitos de resistencia a fatiga**. Si bien es verdad que el criterio con el que la Instrucción aborda la cuestión es el de dar respuesta a problemas de fatiga en estructuras como puentes de ferrocarril o ciertas instalaciones industriales, es decir, no crear problemas donde no los ha habido, no es menos cierto que el técnico no dispone, en general, de bibliografía o de explicaciones más detalladas sobre la cuestión como las que se recogen en este capítulo.

En cuanto a los **elementos para garantizar los recubrimientos y la posición de las armaduras**, capítulo 6, se recogen los aspectos a los que, por fin, hace mención la Instrucción y se da un tratamiento más amplio aquí.

Los sistemas de anclaje de barras en hormigón armado han sido objeto de un tratamiento específico en el capítulo 7. Las razones son dos: por una parte, la Instrucción ha considerado explícitamente la posibilidad de anclar barras mediante procedimientos diferentes a los convencionales, pero no únicos, de prolongación recta o patilla. Por otra parte, la soldabilidad exigida con carácter universal a las barras y la gran versatilidad que ofrecen otros sistemas, como las placas o las barras transversales soldadas, exigían sistematizar estos procesos que se describen, de manera sucinta y rápida, en este capítulo.

En el capítulo 8, **empalmes y uniones**, se recopilan las consideraciones que el técnico debe tener presentes a la hora de proyectar con rigor los empalmes y uniones de las armaduras. No se trata de incluir el abanico de posibilidades con manguitos o con soldadura, objeto de diversas publicaciones, entre ellas varias de GEHO, sino de recordar con qué criterios debe actuarse. Se presentan también los dispositivos especiales de empalme mediante cajas prefabricadas de armaduras en espera, de utilización cada vez más extendida, y procedentes de casas o patentes también diferentes.

La elaboración de la ferralla ocupa el capítulo 9. Describe el conjunto de operaciones que comporta esta actividad, de enorme importancia, a la luz de las prescripciones de la Instrucción EHE.

Por último, aunque no menos importante, esta Monografía contiene un capítulo específico y muy clarificador de lo que significa y representa el **Certificado de conformidad**. El proceso de certificación tiene una importancia creciente y requería un esfuerzo de clarificación, motivado por los sucesivos cambios que ha experimentado en los últimos años. Incluso puede decirse que constituye una de las últimas incorporaciones a la Instrucción y su tratamiento resulta muy diferente, en algunos aspectos, al de los borradores previos de la propia Instrucción.

En esta apretada síntesis histórica y de contenido poco más puede añadirse a lo que ya recoge el prólogo de la publicación, en cuyo interés para el técnico involucrado en el proyecto, construcción, fabricación de armaduras, controlador o administrador, siempre creyó el Grupo de Trabajo que me honró en coordinar.

Manual de tecnología de hormigón con fibras de acero

Manuel Fernández Cánovas
Coordinador del Grupo de Trabajo

En la década de los setenta se empezaron a utilizar en España los hormigones reforzados con fibras de acero de la mano del autor de este artículo, a la vez que hacíamos los primeros trabajos de investigación sobre este tipo de hormigones, que eran bastante novedosos en nuestro país y a los que pronosticábamos un gran provenir. Pronto las aplicaciones fueron creciendo en diversos campos y así tuvimos ocasión de aplicarlos en pavimentación de puentes, muelles de contenedores, bases de carros de combate, revestimientos de túneles, prefabricados, refractarios, etc. Ante la demanda de este tipo de hormigones reforzados con fibras de acero y ante la carencia de normativa a la que acogerse, el Comité Técnico de Hormigón CT-83 de AENOR decidió crear un Subcomité dedicado a la normalización de los mismos, presidido por mí. Este Subcomité ha redactado hasta la actualidad doce normas sobre este tipo de hormigones.

Actualmente los hormigones reforzados con fibras de acero son una realidad en el mundo de la construcción de nuestro país, muy especialmente en el campo de los pavimentos y de los revestimientos de túneles mediante hormigón proyectado reforzado con fibras. Sin embargo, se echa en falta la existencia de textos que, de forma sencilla, traten este material y pongan su conocimiento al alcance de nuestros técnicos; quizás sea ésta la razón por la que en su día GEHO decidió acometer la tarea de publicar una monografía sobre este tipo de hormigón especial.

Como consecuencia de lo anterior, con fecha 23 de Octubre de 1996 se me comunicó que el Comité Técnico de GEHO-CEB (Grupo Español del Hormigón), en su reunión del 3 de Septiembre de 1996, había aprobado la constitución de un Grupo de Trabajo para la elaboración de un manual dedicado al hormigón reforzado con fibras de acero, a la vez que se me nombraba coordinador de dicho grupo.

Antes que nada conviene indicar que unos años antes se había constituido un grupo de trabajo, con la misma meta, que vino trabajando durante un cierto tiempo pero que al final, y por razones que desconocemos, no llegó a concluir el fin que se había propuesto.

Al hacernos cargo de la coordinación de este manual, lo primero que nos planteamos fue el buscar las personas idóneas que pudieran formar dicho Grupo de Trabajo y que deberían ser especialistas relacionados con este tipo de hormigones: o bien técnicos de laboratorios que tenían cierta experiencia en el campo de la investigación y control de calidad de los mismos, o investigadores que habían trabajado en el estudio de algunas de sus características (eran autores de tesis doctorales, las habían dirigido o habían realizado investigaciones puntuales sobre algún aspecto concreto de estos hormigones), o aplicadores que se habían enfrentado con los problemas del proyecto y ejecución de obras. De esta forma se creó un grupo formado por once profesionales que de forma activa ha venido trabajando ininterrumpidamente y con gran ilusión durante tres años, es decir, desde la creación del grupo hasta la redacción de este documento que hoy se presenta como Monografía ACHE.

El "Manual de Tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero" se ha gestado en tres fases diferenciadas. En una primera fase se presentó un índice por capítulos, que puede considerarse como general para cualquier tipo de hormigón, dándose la oportunidad a los miembros que formaban el grupo de que eligieran los capítulos que deseaban redactar de acuerdo con su experiencia, a fin de que los pudieran desarrollar con mayor conocimiento y facilidad; igualmente, se marcaron unas pautas a las cuales había que ajustarse dado que se trataba de redactar un manual con una amplitud determinada y limitada y estábamos convencidos de que, debido a los amplios conocimientos de los miembros del grupo, si no se hubiesen fijado límites, se habría obtenido, en vez de un manual, un sustancioso volumen. En la segunda fase, que fue la de mayor duración, se sometió a discusión, por todos los miembros, los trabajos que presentaba cada ponente, a fin de darles el máximo contenido dentro de la brevedad y de recoger lo más importante, eliminando lo que considerábamos de menor interés para una publicación de este tipo. En la tercera fase, se ensambló todo el documento que fue sancionado por cada uno de los miembros del grupo.

El coordinador estima que se ha realizado, dentro de las limitaciones de extensión que requiere una monografía de este tipo, un trabajo bastante completo y cuidado en el que se recoge todo lo que el técnico debe saber sobre los hormigones reforzados con fibras de acero.

En lo que sigue se presenta de forma esquemática y muy resumida el contenido de la citada Monografía de ACHE.

En el capítulo 1 **Introducción**, se hace una sucinta reseña histórica de los hormigones reforzados con fibras, de su evolución, perfeccionamiento del tipo de fibras, cuantía de fibras incorporadas, adiciones, aplicaciones, normativa, etc.

En el capítulo 2 **Componentes**, se recogen los componentes fundamentales de estos hormigones: cemento, agua, áridos, aditivos, adiciones y fibras. De las fibras, como componente característico de estos hormigones, se indican los tipos existentes, propiedades y cuidados con el almacenamiento y manejo.

En el capítulo 3 **Dosificación**, se indica cómo influyen en las propiedades del hormigón factores diversos, como pueden ser: el contenido de cemento, la relación agua/cemento, el tamaño máximo y granulometría del árido y el tipo y contenido de fibras, de aditivos y adiciones, para posteriormente indicar los diferentes métodos de dosificación aplicables a este tipo de hormigones.

El capítulo 4 **Propiedades del hormigón fresco**, trata sobre la influencia que ejerce la incorporación de fibras en la consistencia y docilidad del hormigón, indicando los métodos que existen para determinar la consistencia, al no ser fiable para estos hormigones el tradicional método del cono de Abrams.

En el capítulo 5 **Fabricación, transporte, puesta en obra, acabado y curado**, se estudian las particularidades que presentan estos hormigones en los aspectos que comprenden desde su fabricación en la hormigonera, o central, hasta que la obra está realizada, incluyéndose dentro de la puesta en obra la utilización del hormigón proyectado.

El capítulo 6 **Propiedades del hormigón endurecido**, quizás sea el que se toca con más extensión en la monografía debido a la importancia que tiene el conocimiento de las mismas para el técnico que emplee estos hormigones. Los mecanismos por los que se producen las interacciones hormigón-fibra, que tanto influyen en las propiedades mecánicas, se estudian con todo detenimiento. Merece destacarse el análisis que se hace de los índices de tenacidad, del comportamiento a impacto, cargas cíclicas y cargas concentradas de estos hormigones.

El capítulo 7 está dedicado a la **Durabilidad**, frente a acciones físicas y agresivos químicos, mereciendo destacar los efectos de la corrosión metálica sobre las fibras; puede observarse que, en contra de lo que generalmente se piensa, estos hormigones son menos sensibles a los efectos de corrosión que los hormigones armados tradicionales.

En el capítulo 8 **Métodos de ensayo y control de estos hormigones**, se recogen los distintos métodos de ensayo vigentes en España y que forman parte de las normas UNE 83 501 a UNE 83 512. Igualmente se reseñan los ensayos que hay que realizar con estos hormigones (previos, característicos, de control), los criterios para la distribución de lotes de control y los ensayos de información.

De **Aplicaciones** se ocupa el capítulo 9 y último de la monografía. El campo de aplicación de estos hormigones es muy amplio comprendiendo: pavimentos industriales, pavimentos para contenedores, pavimentos para aeropuertos, pavimentos especiales, tableros de puente, prefabricación, revestimiento de canales y aliviaderos de presas, instalaciones militares, revestimientos refractarios, etc. En este capítulo y de forma detallada se presentan ejemplos de aplicaciones llevadas a cabo en nuestro país dentro de cada uno de estos campos.

Todos los que hemos colaborado en esta monografía, y en particular el coordinador de la misma, nos consideraremos muy satisfechos si realmente hemos logrado el objetivo que nos propusimos el primer día de trabajo y que fue simplemente redactar un manual que resultase eminentemente práctico al técnico que tuviese que proyectar, ejecutar y controlar obras realizadas con hormigones reforzados con fibras de acero, sobre los que tan escasa información poseía.

Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en HORMIGÓN Y ACERO

1. CONDICIONES GENERALES

Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, acoge la publicación de artículos no sólo de sus asociados sino, también, de cuantos técnicos de todo el mundo que quieran comunicar los resultados de sus experiencias científicas o técnicas en el campo del hormigón estructural. Igualmente, y dada la cada vez mayor transversalidad que existe en el mundo de la investigación, proyecto y construcción de estructuras, la revista acogerá igualmente trabajos originales relacionados con cualquier otro material estructural.

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría Administrativa de la ACHE. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales de los artículos que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los originales de los artículos se presentarán en soporte magnético (disquete, zip o cd rom) escritos mediante el programa de tratamiento de Word 95, o superior. Podrá presentarse sólo el texto del artículo o, bien, el texto con gráficos, figuras y fotos insertados. En este último caso, se enviará también siempre, duplicados, todos los archivos digitales de las figuras, gráficos y fotos. Además, se enviarán 3 copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se propone para su reproducción.

2.1. Título

El título, en español e inglés, deberá de ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A continua-

nuación, se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en *español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

El título del artículo, el nombre de autor o autores y los resúmenes del artículo en español e inglés se enviarán duplicados en un disquete aparte, con objeto de introducirlos automáticamente en la Base de Datos de artículos de la revista, que será incluida en la página web de la asociación a partir de su publicación en Hormigón y Acero.

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Los **planos o croquis** se presentarán siempre en soporte papel blanco, en formato A4, (excepcionalmente se permitirá formato A3), debiéndose suprimir la información innecesaria y estar dibujados con tinta negra. El tamaño de números y letras empleados en el original deberá ser tal que, tras la reducción al ancho de una, dos o tres columnas, resulte de cuerpo 7 (1,75mm de altura) o, excepcionalmente, de cuerpo 6 (1,50 mm de altura).

Los originales de las figuras o gráficos se admiten en formato papel o en formato digital. En formato papel, éste será siempre blanco, todas las líneas estarán trazadas con tinta negra y no se permitirán colores, salvo en originales de figuras correspondientes a un artículo central. La distinción entre las distintas líneas se realizará, en su caso, mediante trazos distintos: continuo, discontinuo con rayas, ídem con puntos, etc., del grosor adecuado. El tamaño de letras y números seguirá las pautas indicadas para los planos, recomendándose un mínimo de cuerpo 7 para los títulos y de cuerpo 6 para el texto, una vez efectuada la reducción a 1,2 o 3 columnas.

Los gráficos se admiten también en archivo digital, sólo si éste está elaborado con el programa EXCEL®, el cual permite una buena comunicación con los programas de pre impresión. Las pautas de presentación son las mismas que las indicadas para las figuras en soporte papel, pero tiene la ventaja



de que, en imprenta, pueden manipularse los tamaños de forma bastante automática, pudiéndose lograr calidades de reproducción adecuadas en todos los casos, por lo se recomienda emplear este soporte para gráficos complicados. En cualquier caso, los archivos estarán adecuadamente identificados con un nombre, y relacionados con el número de gráfico o figura que corresponda.

Excepcionalmente se admitirán en formato digital gráficos o figuras de tipo "línea" escaneados, debiéndose utilizar entonces una resolución mínima de 300 ppm.

No se admite ningún tipo de texto, figura o gráfico en soporte digital realizado con Power-Point® por su imposibilidad de traducción a los programas de preimpresión.

Todas las figuras irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para formar la maqueta, se deberán suministrar los originales. Estos pueden ser en formato analógico o digital.

En formato analógico se preferirá la diapositiva en color a la foto en papel color, y ésta a la de blanco y negro. No se admitirán como originales diapositivas realizadas sobre fondo azul.

En formato digital y, para fotografías originales, sólo se admiten fotografías digitales obtenidas con cámaras equipadas con un sensor de 2 millones de pixels de resolución o superior, y archivadas en formato SHQ/HQ (resolución superior a 1600x1200 pixels).

Para fotografías escaneadas, sólo puede garantizarse una calidad de reproducción mínima con resoluciones iguales o superiores a 1200ppm. Los originales deben enviarse preferentemente en archivos tipo TIF, admitiéndose, excepcionalmente, archivos JPG grabados con calidad óptima.

Todas las fotografías irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices, exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similares) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la l y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. 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.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de 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, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de Libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original.

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.

Existen cinco tipos de miembros de la Asociación: Estudiantes, Personales, Colectivos, Protectores y Patrocinadores, cuyas cuotas anuales puede consultar en la primera página de la revista. Si usted quiere hacerse miembro de la Asociación y recibir Hormigón y Acero, o desea más información de la misma, fotocopie esta página y remítala por correo o fax a la dirección indicada.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
C/ Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre.....

NIF..... Calle.....

Ciudad..... Código Postal..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax..... E-mail.....

deseo hacerse miembro de ACHE en la modalidad de solicita más información sobre la modalidad de Miembro

Estudiante Personal Colectivo Protector Patrocinador

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.....

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de *Int. Portada*)

- COLEGIO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS PÚBLICAS.**—José Abascal, 20-1.^º
28003 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.**—Santa Eugenia,
19. 17005 Gerona.
- COLLEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA**, Biblioteca.—Arcs, 1-3. 08002 Bar-
celona.
- C.T.T. STRONGHOLD, S.A.**—Aribau, 192 - 198, 3.^º B. 08036 Barcelona.
- DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).**—Marqués de
Murrieta, 71. 26071 Logroño.
- DR ACE. Construcciones Especiales y Dragados, S.A.**—Avda. Tenerife, 4-6. Edificio Flores,
2.^º planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid)
- DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Mataga-
llegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
- EMESA-TREFILERÍA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.**—Arapiles, 14-4^º Izda. 28015 Madrid.
- FERROVIAL AGROMAN, S.A.**—Avda. del Partenón, 4-6. Campo de las Naciones. 28042
Madrid.
- FORMIGONS GIRONA, S.A.**—Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3.
17242 Quart (Girona).
- FREYSSINET, S.A.**— Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.
- FUNDACIÓN AGUSTÍN DE BETHENCOURT.**—ETSIC C. y P. Ciudad Universitaria. 28040
Madrid.
- G.O.C., S.A.**—Doctor Canoa, 5. 36206 Vigo.
- GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
- HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).**—Luis Montoto, 105, 4^º K.
41007 Sevilla.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- JOSÉ ANTONIO TORROJA. (Oficina Técnica).**—Príncipe de Vergara 103. 28006
Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- MEKANO-4, S.A.**—Can Pantiquer, 47 - 3.^º-1.^º 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.**—Avda. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja,
28108 Alcobendas (Madrid).
- O.H.L.**—Gobelas, 35-37. 28023 Madrid.
- PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PREFABRICADOS CASTELO, S.A.**—Ap. 11. Polígono Industrial ATIOS. 36080 Porriño
(Pontevedra).
- PREVALESA, S.L.**—Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.
- PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).**—Padre Damián, 42-1^º D. 28036 Madrid.
- SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.**—Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas
(Vizcaya).
- SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERÍA, S.A.**—Manuel Tovar, 1-6.^º
28034 Madrid.
- TECPRESA, S.A.**—Avda. del Partenón, 4. 28042 Madrid.
- TIERRA ARMADA, S.A.**—Pº Castellana, 165. 28046 Madrid.
- TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).**—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
- VSL IBÉRICA, S.A.**—Aribau, 192 - 198, 3.^º B. 08036 Barcelona.

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar públi-
camente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan,
con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene enco-
mendados.



**Asociación
Científico-técnica
del Hormigón
Estructural**

Secretaría Administrativa: Instituto Eduardo Torroja, c/ Serrano Galvache s/n, 28033 Madrid. Tf. y fax: 91 766 07 03 • N.I.F.: G-28813442
Secretaría Técnica: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Ciudad Universitaria s/n, 28040 Madrid. Tf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02