

HORMIGÓN y acero

n° 219

Primer trimestre de 2001



**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

AGUAS Y ESTRUCTURAS, S.A.—Pabellón de Checoslovaquia - Isla de la Cartuja. 41092 Sevilla.

ALATEC PROES, S.A.—P.º Virgen del Puerto, 5-1.º. 28005 Madrid.

ANEFHOP.—Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.

ASOCIACIÓN NACIONAL DE PREFABRICADOS Y DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE).—Príncipe de Vergara, 211-1.º. 28002 Madrid.

ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES.—Gran Capitá, 2-4. Edificio Nexus. 08034 Barcelona.

CALIDAD SIDERÚRGICA.—Castelló, 128. 28006 Madrid.

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.—Grijalba, 9. 28006 Madrid.

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

CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINSA-EP.—Avda. Iparaguirre, 82, 1º. 48940 Leioa (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., S.A.—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 LBEIN.—Cuesta de Olabeaga, 16. 48013 Bilbao.

IECA.—José Abascal, 53-2º. 28003 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.

INTEINCO.—Serrano, 85. 28006 Madrid.

INTEMAC.—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.—Avda. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja, 28108 Alcobendas (Madrid).

PRAINSA.—Madrado, 86 - Entlo. 1ª. 08021 Barcelona.

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

MIEMBROS PROTECTORES

ALVI, S.A.—Orense, 10. 28020 Madrid.

ARMACENTRO, S.A.—Ctra. Alcalá a Carmama, Km. 4.900. 28816 Camarma de Esteruelas (Madrid)

ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41020 Sevilla.

AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.

CEMENTOS MOLINS INDUSTRIAL, S.A.—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).



Foto de portada: Puente del navío en la bahía del Puerto de Algeciras

HORMIGÓN y acero

EDITAN:



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:

- AGUADO DE CEA, Antonio
- ARRIETA TORREALBA, José M.ª
- ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
- BARBAT BARBAT, Alex H.
- BURÓN MAESTRO, Manuel
- CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
- FERNÁNDEZ GÓMEZ, Jaime
- GÁLVEZ RUIZ, Jaime
- LÓPEZ PALANCO, Rafael
- LLOMBART JAQUES, José Antonio
- MARTÍNEZ CALZÓN, 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 Mª 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: Tresal Impresores, S.A.L.

Sallaberry, 22
28019 MADRID

ARTÍCULO CENTRAL

Puente del navío en la bahía del Puerto de Algeciras	5-21
<i>Navío bridge in the Algeciras seaport</i>	
<i>F. del Pozo Vindel, J. Mª Arrieta Torrealba y J. Celemín Santillana</i>	

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

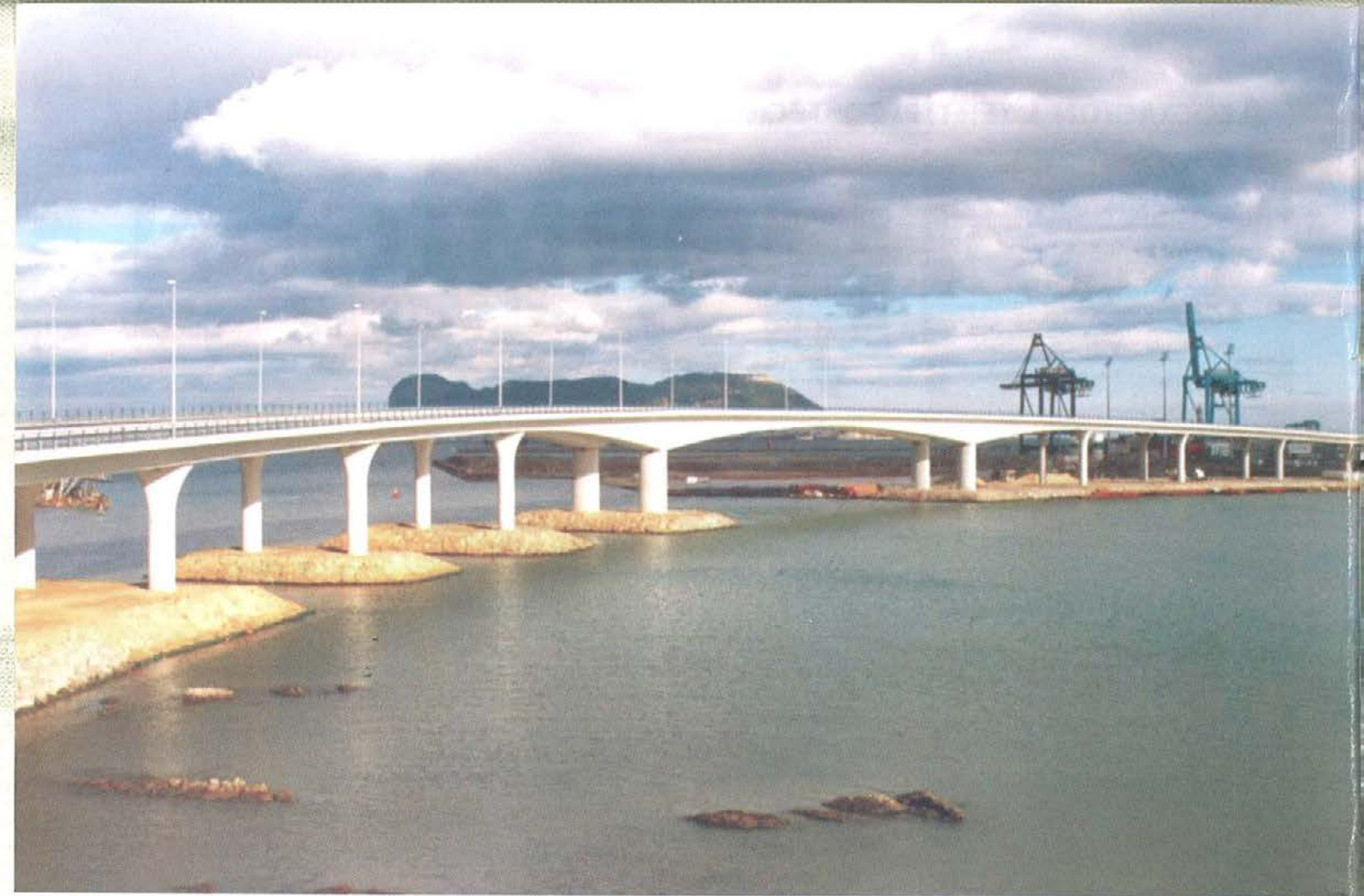
Comportamiento de sistemas de refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos con fibras de carbono en ambientes húmedos o calurosos	25-35
<i>Long term behaviour of concrete structures strengthening systems CFRP based in moist or hot environments</i>	
<i>J. Díez Hernández, J. Cuadrado Rojo y J.L. Ramírez Ortiz</i>	
Estudio numérico y experimental sobre refuerzo de nudos de estructuras de hormigón con CFRP	37-45
<i>Numerical and experimental study on CFRP strengthening of concrete beam-column connections</i>	
<i>A. Recuero, J.P. Gutiérrez, C. López, A. de Diego, L. Castejón, V. Gómez y E. Vernal</i>	
Dimensionado práctico de zapatas rígidas	47-57
<i>Practical design of rigid footing</i>	
<i>L. Martínez Pérez</i>	
Reacondicionamiento sísmico de pórticos de hormigón armado con relleno de mampostería	59-67
<i>Seismic retrofitting of reinforced concrete frames with masonry infill pannels</i>	
<i>R. Perera Velamazán, S. Gómez Schnackenberg y E. Alarcón Álvarez</i>	
Losa semiprefabricada pretensada mixta	69-77
<i>Semi-prefabricated prestressed mixed slab</i>	
<i>L.M. Bozzo Rotondo</i>	
Esbeltez límite inferior en soportes de hormigón armado	79-89
<i>Slenderness lower bound for reinforced concrete columns</i>	
<i>J.L. Bonet Senach, E. Goberna Pérez, M.A. Fernández Prada y PF. Miguel Sosa</i>	
Nuevo disipador para edificación sismorresistente. 1.ª parte: caracterización y modelos de predicción	91-101
<i>Dissipator for building protection. Part I: behavior and prediction models</i>	
<i>X. Cahís Carola, L. Torres Llinás y L. M. Bozzo Rotondo</i>	

REALIZACION DE PUENTES

Puente sobre el barranco de Torrent. Evaluación e intervención	103-111
<i>Bridge over Torrent forge. Evaluation and intervention</i>	
<i>J. A. Martín-Caro, J. León González y H. Corres Peiretti</i>	

RINCÓN DE ACHE

Recomendaciones para el proyecto, fabricación y montaje de piezas prefabricadas de hormigón estructural. Grupo General de Trabajo GGT1 ...	113-114
<i>Profesor J. Calavera Ruiz</i>	
Resumen de Comisiones y Grupos de Trabajo de ACHE	115



**GRUPO
PUENTES**



PUENTES
Y CALZADAS EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.



estructuras
y montaje de armaduras, s.a.



**PREFABRICADOS
DE PUENTES, S.L.**



NORPRESA
NOROESTE DE PRETENSADOS S.A.

SATO



• Acceso Norte al Puerto de Algeciras.
Cádiz.

A la vanguardia en
I+D+i



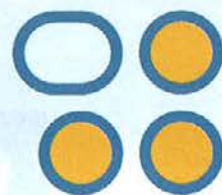
• Muelle de Minerales Puerto de Musel.
Gijón, Asturias.



• Pinza Recuperación de Bloques de 90 Toneladas.
Puerto de Gijón, Asturias.

Un enfoque muy profesional.

Oficinas Centrales
Arturo Soria, 336
28033 Madrid



alatec proes

ingenieros consultores y arquitectos

Ingeniería Industrial y Energética
Estructuras y Obras Lineales
Energía y Medio Ambiente
Arquitectura y Urbanismo
Puertos y Obras Marítimas
Gestión y Consultoría de Gestión



C/ José Echegaray, 14, Parque Empresarial de Las Rozas, 28239 Las Rozas, Madrid. teléfono 913 665 959

www.alatec-proes.com

Madrid Barcelona Buenos Aires Bruselas Montevideo Caracas México



Puente del Navío en el puerto de Algeciras

Navío Bridge in the Algeciras Seaport

Florencio del Pozo Vindel

Dr. Ingeniero de Caminos



José María Arrieta Torrealba

Dr. Ingeniero de Caminos e Ingeniero Industrial



Javier Celemín Santillana

Ingeniero de Caminos

ALATEC PROES, S.A.

RESUMEN

En este artículo se describe el proyecto y el proceso constructivo del puente del Navío en el puerto de Algeciras. El puente está formado por dos estructuras gemelas, condicionadas en gran medida por su localización (la imposibilidad de interrumpir el tráfico marítimo) y el plazo de ejecución. Cada viaducto tiene 847,5 m de longitud divididos en dieciocho vanos: un vano central de 125,0 m de luz, dos vanos adyacentes de 50,0 m y dos accesos: el dorsal, formado por ocho vanos y el frontal, constituido por siete vanos. El tablero está formado por un cajón monocelular continuo de hormigón pretensado con voladizos laterales, de canto variable en el vano central y los dos adyacentes y canto constante en los accesos. En la publicación se resumen los condicionantes de diseño, la morfología del puente, el análisis estructural y el proceso constructivo.

1. ANTECEDENTES

El ritmo de desarrollo que experimentó a lo largo de los años 80 el puerto de Algeciras y el nivel de utilización

alcanzado por el muelle del Navío, obligaron a pensar en disponer futuros atraques y superficies para depósitos de mercancías.

Asimismo, el crecimiento del tráfico de pasajeros observado en los últimos años, tras varios ejercicios en los que se mostraba estabilizado, hacía recomendable el desarrollo de nuevos proyectos.

Ante esta realidad, se decidió abordar la ampliación del muelle del Navío para crear una nueva zona dedicada a mercancías y utilizar la parte occidental de la ampliación para construir una línea de atraque de 5 m de calado destinada a barcos pesqueros.

Además, el grado de congestión existente en el acceso al puerto por carretera dio lugar al planteamiento del estudio de un nuevo acceso por el norte a las instalaciones portuarias. Este acceso, que tenía que conectar la ampliación norte del muelle del Navío con la autovía del Mediterráneo, CN-340, se realizó mediante un viaducto (foto 1) que permitía dar servicio al tráfico de contenedores y a las instalaciones portuarias en general: muelle pesquero, terminal de viajeros, operación "Paso del Estrecho", etcétera.

SUMMARY

The article describes the design and constructive process of the Navío Bridge in Algeciras Seaport. The bridge is made up of two twin structures, strongly conditioned by the location (the impossibility to interrupt the maritime traffic) and the schedule limitations. Each bridge is 847,5 m long divided in 18 spans: one central span of 125,0 m, two adjacent spans of 50,0 m and two accesses: the back one made of eight spans, and the access placed on the front with seven spans. The deck is formed by a monocellular continuous box girder of prestressed concrete with cantilevers, with variable depth in the main span and the two adjacent ones, and uniform depth in the accesses. The article describes the design conditions, the bridge morphology, the structure's analysis and the constructive process.

1. SCOPE

The rapid expansion of Algeciras seaport throughout the 80's and the level of utilization reached by the Navío Quay,



Foto 1. Vista aérea del puente del Navío en la bahía de Algeciras.
Photo 1: Aerial view of the Navío bridge in the Algeciras bay.

made it necessary to develop new moorings places as well as additional warehouse areas.

On the other hand the growth of passenger traffic over the last years, after several exercises where it seemed to be stabilized, made the development of new projects rather advisable.

The best option to resolve the situation was to enlarge the Navío Quay to create a new cargo area and to use the western part of the enlarged quay to build a mooring line 5 m depth for fishing vessels.

Additionally the jammed highway access to the Seaport also made it necessary to study a new North access

to the port facilities. This access, which had to connect the north enlargement of the Navío Quay with the Mediterranean Main Road CN-340, was undertaken by a viaduct (photo 1) that allowed the service of container traffic as well as to the standard port facilities such as fishing quay, liners passenger terminal, transfer Operación Paso del Estrecho, etc.

In 1992 aiming to coordinate the works and investments for the future develop of the city and the seaport, a preliminary bridge sketch for the North Access was drafted. One year later the firm INTECSA wrote the basic project and in 1995 the Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente, awarded the works of the north access

En 1992 se redactó un anteproyecto del puente de acceso norte al puerto, con el fin de coordinar los trabajos e inversiones para el futuro desarrollo del puerto y de la ciudad. Un año después, Intecsa redactó el proyecto básico y en 1995 la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente adjudicó las obras del acceso norte a la UTE formada por Sato y Puentes. El proyecto constructivo se elaboró en Proyectos y Estructuras, S.A. (PROES) e Intemac realizó la asistencia técnica.

El nuevo puente del Navío (foto 2) se inauguró el 4 de febrero de 1999, después de veinticuatro meses de construcción. En la actualidad, la intensidad media diaria de tráfico (IMD) es de 6.000 vehículos, de los que 1.800 son vehículos pesados.

2. CONDICIONANTES DEL DISEÑO

Cuando se estudiaron las posibles tipologías y procesos constructivos del nuevo puente se tuvieron en cuenta una serie de aspectos que condicionaron en gran manera el diseño del viaducto.

Mediante un estudio de las tipologías de los barcos pesqueros, del tráfico marítimo con posibilidad de cruce o alcance, de las características de la vía navegable y de las condiciones de oleaje, viento y corrientes, se determinaron las dimensiones del canal de navegación, 60 m de ancho y 5 m de calado, y el gálibo mínimo, 15 m, sobre la pleamar máxima viva equinoccial (PMVE). De la memoria del puerto de Algeciras se obtuvieron la máxima carrera de marea, 1,3 m, y los parámetros de oleaje.

Uno de los condicionantes más importantes del diseño fue la imposibilidad de interrumpir el tráfico marítimo; el canal de navegación debía quedar siempre libre y debían respetarse las limitaciones de gálibo. Ello obligó a que el viaducto cruzara el canal de navegación sin soportes en el agua, diseñándose un vano principal de 125 m de luz que cumplía dicha condición (foto 3).

Por otra parte, la gran longitud del puente y las limitaciones de plazo condicionaron muchos componentes del diseño y obligaron a estudiar cuidadosamente el proceso constructivo para el vano principal, los adyacentes a éste y el resto

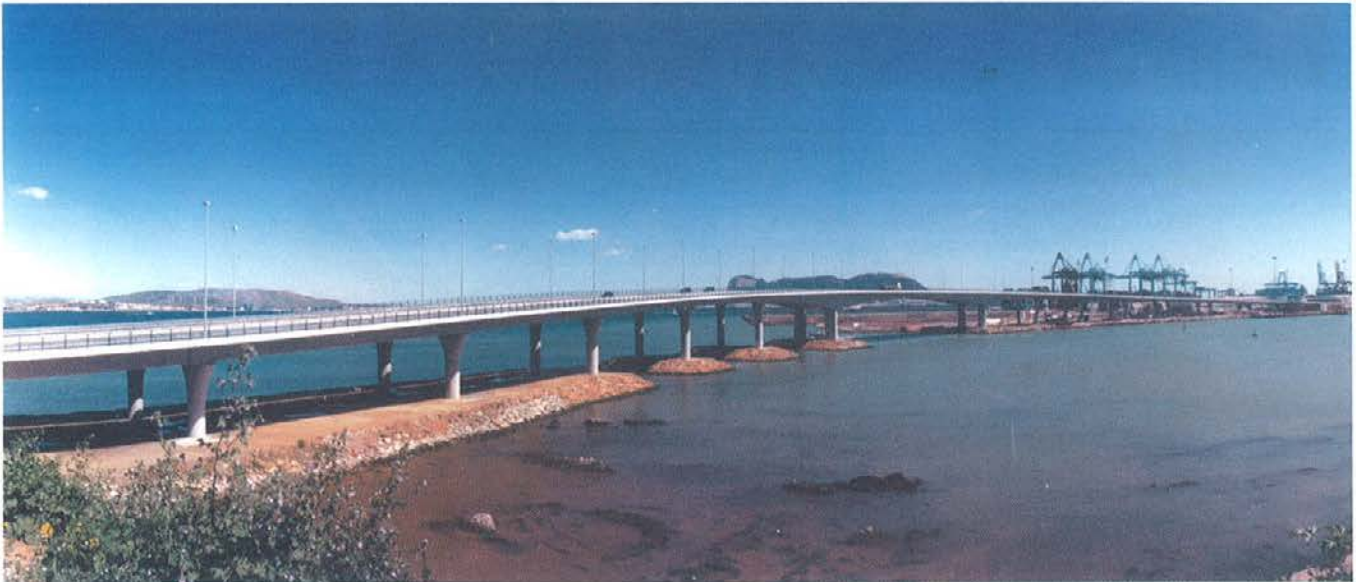


Foto 2. Vista longitudinal del puente del Navío.
Photo 2. Vertical view of the Navío bridge.

de los vanos. El vano principal se construyó mediante voladizos sucesivos con carro de avance, los vanos adyacentes al principal fueron cimbrados sobre dos apeos provisionales y, para el resto de los vanos, se empleó el método de vanos sucesivos con autocimbra.

Con respecto a la elección del tipo y dimensiones de las cimentaciones del viaducto, se tuvieron en cuenta los reconocimientos realizados para el informe geotécnico de las obras de ampliación del puerto de Algeciras (Geocisa, 1989)

y la experiencia en el diseño de cimentaciones en la zona. Teniendo en cuenta el perfil geotécnico de la traza, las características de la estructura y las cargas previstas, se decidió cimentar mediante pilotes de hormigón armado de 1,5 m de diámetro, excavados y vaciados in situ.

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

El acceso norte al puerto se materializó mediante dos estructuras gemelas,

to the U.T.E. SATO-PUENTES. The constructive project was elaborated by "Proyectos y Estructuras PROES S.A", and INTEMAC undertook the technical assistance.

The new Navío bridge (photo 2) was inaugurated on February 4, 1999, after 24 months of construction. At present, the average daily traffic (ADT) is 6.000 vehicles, of which 1.800 are trucks.

2. DESIGN CONDITIONS

Studying the possible bridge types and building processes, several relevant aspects were taken into account on the design of the viaduct.

Complete research study of the characteristics of the fishing vessels, the maritime traffic with possibility of crossing or reaching, the waterway, the surge, the wind and the streams, provided the conditions of the channel of navigation: 60 m width and 5 m depth and the minimal clearance (15 m) over the maximum high tide P.M.V.E. The highest tide range (1,3 m), and the surge parameters were obtained from Algeciras Seaport records.

One of the most important determinants was the impossibility to interrupt the maritime traffic. Therefore the navigation channel had to remain always free and to observe the limitations. So the viaduct had to cross the navigation



Foto 3. Detalle del vano principal, de 125 metros de luz.
Photo 3. Central span of 125 meters.

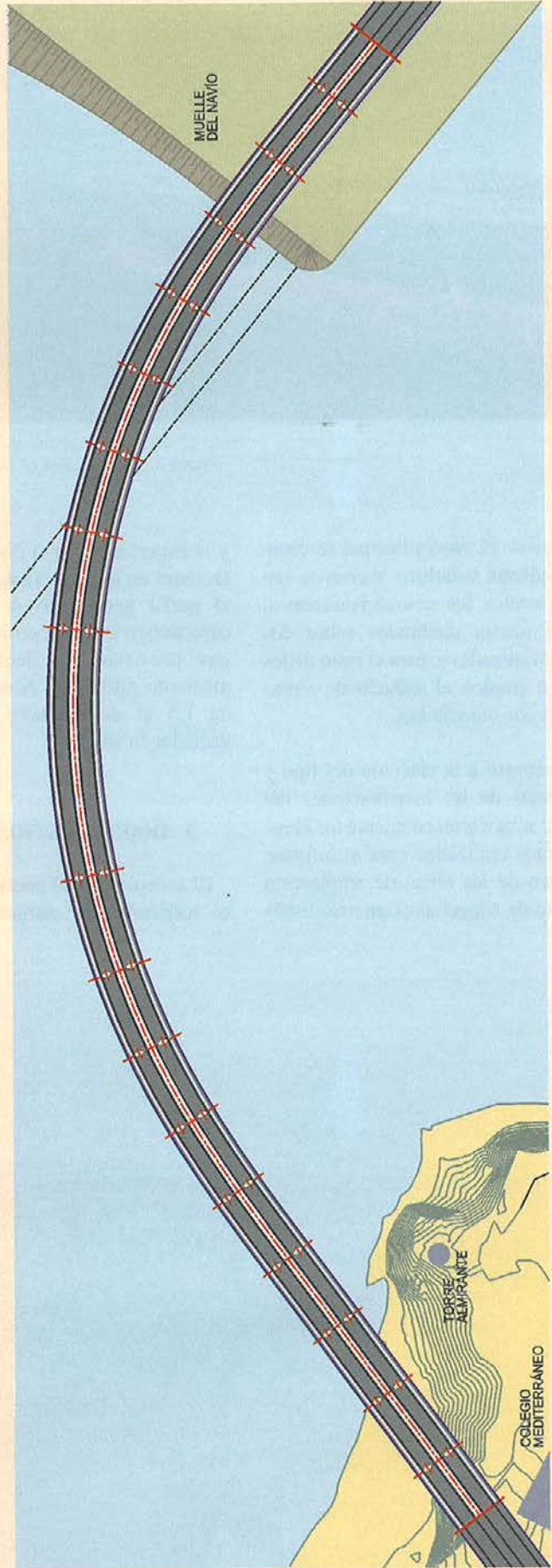
PUENTE DEL NAVÍO Gráfico 1



Vista General



Alzado longitudinal



Planta

una para cada calzada. Los viaductos comienzan en el P.K. 400,0 en el lado de la zona de aduana, y terminan en el muelle del Navío, en el P.K. 1247,5 (gráfico 1).

Cada puente tiene 847,5 m de longitud y está constituido por dieciocho vanos: un vano central de 125,0 m de luz, dos vanos adyacentes de 50,0 m y dos accesos: el dorsal, formado por siete vanos de 42,5 m y un vano inicial de 35,0 m, y el frontal, constituido por seis vanos de 42,5 m y un vano final de 35,0 m. El vano principal y los adyacentes son de canto variable y el resto de los vanos se diseñaron con canto constante.

Los condicionantes geométricos obligaron a disponer una curva circular de radio pequeño en el trazado de la vía. La alineación en planta en que se sitúa la estructura está compuesta por una curva circular de 400 m de radio, que se prolonga en ambos accesos mediante cloitoides de parámetro $A=200$, hasta llegar a alineaciones rectas en ambos estribos con un giro total de 116° .

El trazado en alzado está compuesto por una parábola de parámetro 5000, prolongada mediante rampas de pendiente constante del 4% en ambos accesos. Los peraltes varían, alcanzando un máximo del 4% en la zona circular en planta.

La sección transversal de cada uno de los viaductos tiene un ancho constante de 12,45 m, dividido en dos carriles de 3,50 m cada uno, un arcén exterior de 1,50 m, un arcén interior de 1,00 m, una acera exterior de 2,00 m y una zona de 0,95 m destinada a alojar una barrera rígida y una tubería de suministro de agua de 500 milímetros de diámetro.

3.1. Tablero

El tablero está formado por un cajón monocelular continuo de hormigón pretensado con voladizos laterales, de canto variable en el vano central y los dos adyacentes (gráfico 2), y canto constante en los accesos (gráfico 3). Su canto es 2,20 m en los viaductos de acceso, 6,25 m sobre las dos pilas centrales y 2,50 m en el centro del vano principal, realizándose la variación de forma parabólica.

El núcleo del cajón está formado por dos almas inclinadas de pendiente constante y dos losas de canto variable. El espesor de las almas es 0,45 m en los tres vanos centrales de la estructura, excepto en los 25 m de cada uno de los extremos del vano central, donde se aumenta hasta 0,75 m; en el resto de los vanos, el espesor de almas es constante e igual a 0,36 m. El espesor de la losa inferior es 0,21 m en los vanos de canto variable y

channel without supports in the water, designing a main span of 125 m of length to fulfil the above mentioned condition (photo 3).

Additionally the great length of the bridge and the schedule limitations determined many components of the design forcing us to look very carefully at the constructive process of the main, the adjacent and the other spans. The main span was constructed by balanced cantilevers with front carriages, the adjacent spans to the main one centered over two provisional props and the rest by subsequent autocentered spans.

The election of the type and dimensions of the viaduct foundations, was based on the inspections carried out for the geotechnical report of the enlargement Algeciras Seaport works (Geocisa, 1989), and the previous experience of foundations design in that area. The foundations were made by means of hollowed and drained in situ concrete piles of 1,5 m of diameter, taking into account the geotechnical profile, the structure and the predicted loads.

3. STRUCTURAL DESIGN

North seaport access was achieved by two twin structures, one for each carriageway. The viaducts start at the P.K. 400,0 on the side of the customs area, ending at Navío Quay, P.K. 1247,5 (graph 1).

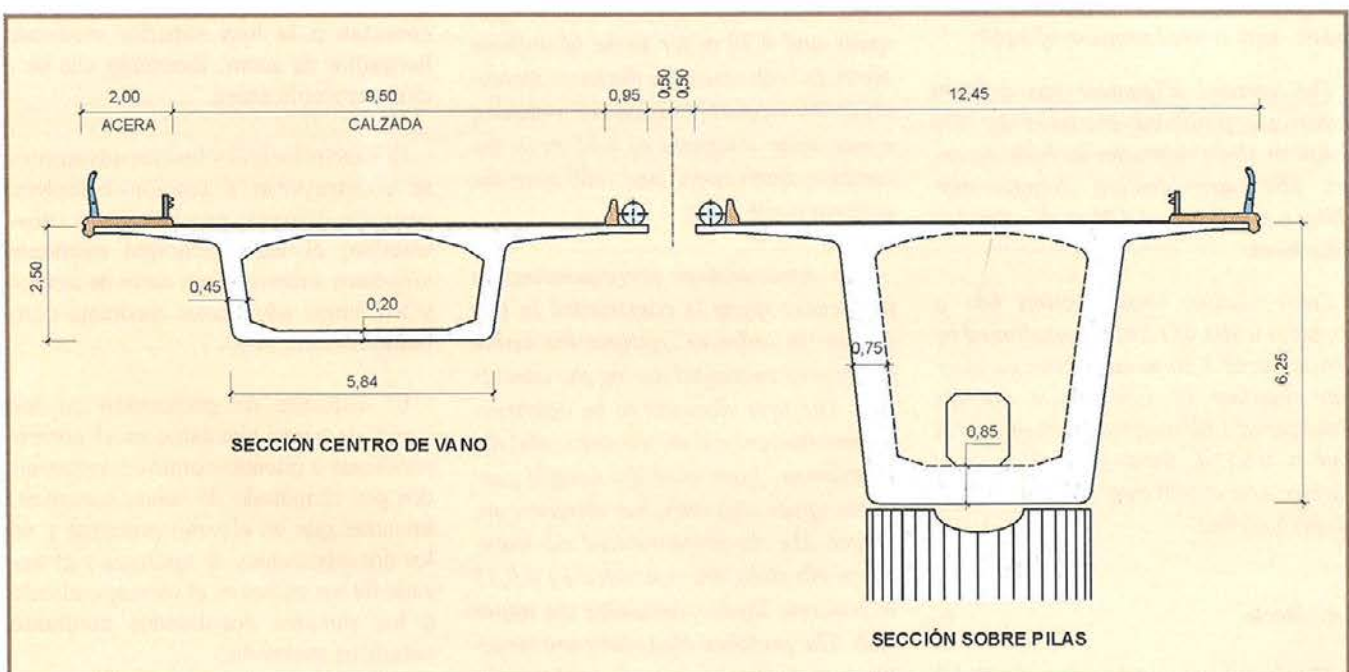


Gráfico 2. Sección transversal del tablero en la zona de canto variable.
Graph 2. Cross-section of the variable depth deck.

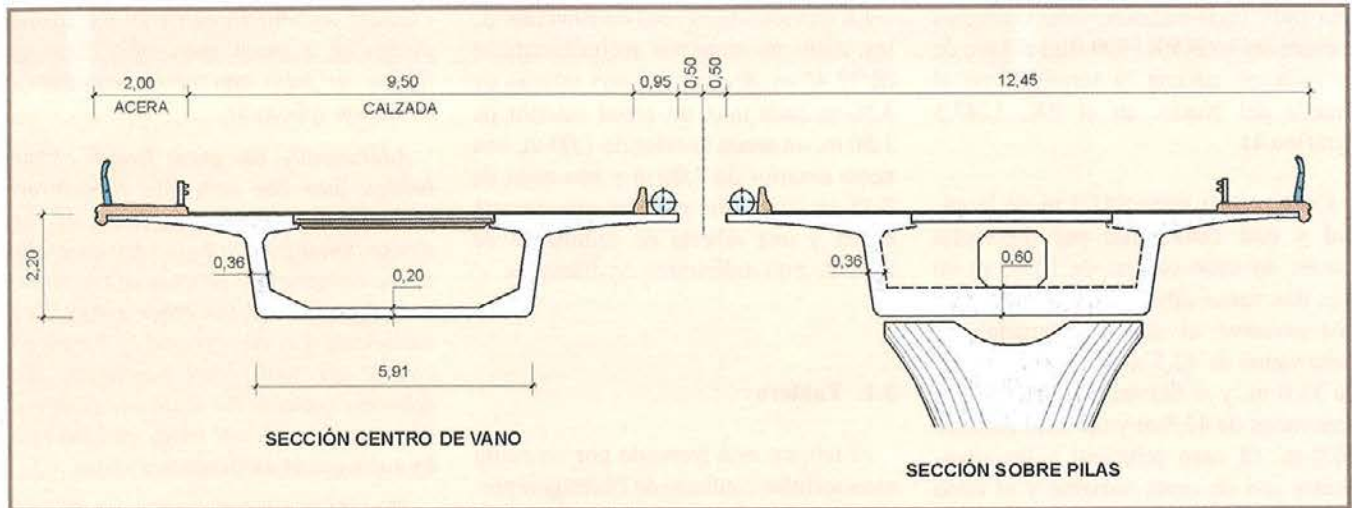


Gráfico 3. Sección transversal del tablero en la zona de canto constante.
Graph 3. Cross-section of the uniform depth deck.

Each bridge is 847,5 m long divided in 18 spans: one central span of 125,0 m, two adjacent spans of 50,0 m and two accesses: the back one made of seven spans of 42,5 m plus an additional one of 35,0 m, and the access placed on the front with six spans of 42,5 m and one span of 35,0 m. The main span and the adjacent ones, were built with variable depth and the rest of the spans were designed with uniform depth.

The geometric determinants were significant therefore a circular curve of small radius was employed for the horizontal alignment. It consists of a circular curve of 400 m radius, which extends to both access by clothoids of parameter $A=200$, until taking in straight alignments over both abutments, with a total rotation of 116° .

The vertical alignment has a 5000 parameter parabola extended by 4% constant slope upgrades in both accesses. The superelevation changes reaching a maximum of 4% in the circular alignment.

Each viaduct cross-section has a constant width of 12,45 m constituted by two lanes of 3,50 m each one, an exterior shoulder of 1,50 m, an interior shoulder of 1,00 m, a sidewalk of 2,00 m and a 0,95 m area lodging a rigid barrier and a 500 mm diameter water supply pipeline.

3.1. Deck

The deck is formed by a monocellular continuous box girder of prestressed concrete with cantilevers, with variable

depth in the main span and the two adjacent ones (graph 2), and uniform depth in the accesses (graph 3). The deck is 2,20 m depth in the access viaducts, 6,25 m over the two central piles and 2,50 m in the middle of the main span, changing in the variable depth spans in a parabolic way.

The box core is formed by two inclined webs and two variable thickness slabs. The web thickness is 0,45 m in the three central spans of the structure, excepting the 25 meters of each one of the main span tips, where increases up to 0,75 m. Regarding the other spans the thickness of webs is constant and equal to 0,36 m. The thickness of the lower slab is 0,21 m for variable depth spans and 0,20 m for those of uniform depth. In both cases this thickness increases at the supports proximities, reaching a maximum thickness of 0,85 m in the variable depth spans and 0,60 m in the uniform depth ones.

The cross-section corresponding to the access spans is constructed in two phases, in order to retrieve the inside framework employed during the concreting. The first elements to be constructed are the lower slab, the webs, and the cantilevers; later over the central part of the upper slab the other elements are placed like the prefabricated rib slabs. These rib slabs are concreted by a 0,15 m concrete layer completing the upper slab. The prefabricated slabs are structural and they are connected to the upper slab by steel connections forming a single resistant section.

0,20 m en los de canto constante. En ambos casos, este espesor aumenta en las proximidades de los apoyos, alcanzándose un máximo de 0,85 m en los vanos de canto variable y de 0,60 m en los de canto constante.

La sección transversal correspondiente a los vanos de acceso se construyó en dos fases, con el fin de recuperar los encofrados interiores utilizados en el hormigonado. Primeramente, se construyó la losa inferior, las almas y los voladizos laterales y, a continuación, se dispusieron, en la parte central de la losa superior, losas nervadas prefabricadas sobre las que se hormigonó posteriormente una capa de 0,15 m para completar la losa superior. Las losas prefabricadas son estructurales y se conectan a la losa superior mediante horquillas de acero, formando una sección resistente única.

El vano principal y los dos adyacentes se construyeron a sección completa, pero con diferente procedimiento constructivo; el vano principal mediante voladizos sucesivos con carro de avance y los vanos adyacentes mediante cimbrado convencional.

El esquema de pretensado en los vanos de canto constante es el correspondiente a puentes continuos construidos por el método de vanos sucesivos, mientras que en el vano principal y en los dos adyacentes, la tipología y el trazado de los cables es el correspondiente a los puentes construidos mediante voladizos sucesivos.

De manera resumida, las diversas familias de cables de pretensado del

puente se pueden agrupar en cinco tipos que se representan en el gráfico 4.

La familia designada en el gráfico como tipo B, dispuesta en el vano principal y los adyacentes, es la clásica de voladizos sucesivos, necesaria para el proceso constructivo. Algunos cables se anclan en las almas del cajón en el frente de dovela, otros mediante cuñas laterales en el alma y el resto a través de cuñas dispuestas en la unión de la losa superior del cajón y el alma. La longitud de las dovelas varía desde 3 m para las de la zona de mayor canto, hasta 5 m para las más cercanas a la dovela de cierre.

La familia designada en el gráfico como tipo A se dispone en los vanos adyacentes al vano principal y complementa a los cables de la familia tipo B, que son insuficientes para soportar los fuertes momentos negativos solicitantes. Estos momentos se generan debido a la descompensación entre la luz de los vanos adyacentes y la luz del vano principal. La necesidad de disponer un vano adyacente de luz descompensada con la del vano principal surgió por dos motivos: por una parte, se trató de conseguir una transición equilibrada entre las luces de los vanos de acceso y la del vano adyacente al principal y, por otra, se minimizó el volumen de cimbra necesario con el correspondiente ahorro económico que ello supone. Los cables de la familia tipo A se anclan en el alma, en el frente de fase, y mediante cuñas dispuestas en la unión de la losa superior y el alma, en el vano principal.

Los cables de la familia designada en el gráfico como tipo C, anclados en la unión de la losa inferior del cajón con el alma mediante cuñas, son los cables de continuidad. Esta disposición evita la aparición de esfuerzos locales en la losa inferior que podrían originar efectos

indeseables (fisuración, empuje al vacío, etcétera). Estos cables sólo se disponen en el vano central, ya que, como se describió anteriormente, en los vanos adyacentes a éste no son necesarios.

El pretensado en la zona de vanos sucesivos se define para una fase genérica (familia designada en el gráfico como tipo D), ya que las luces de estos vanos son todas iguales, excepto en los vanos extremos, de menor longitud, donde se dispone la familia designada en el gráfico como tipo E. Estas dos familias de cables se anclan en cuñas laterales dispuestas en las almas del cajón y se tesan desde el extremo frontal, según el sentido de avance de la construcción.

Dada la gran longitud del puente, en los estribos y en las pilas P1 a P7 y P12 a P17, se dispusieron apoyos de neopreno confinado-teflón para permitir el movimiento del tablero en sentido longitudinal. En cada una de dichas líneas de apoyo se dispuso un apoyo unidireccional y otro multidireccional. En las pilas centrales, P8 a P11, se utilizaron apoyos de neopreno zunchado convencionales, que retienen la parte central del puente y, además, reparten las solicitaciones entre las cuatro pilas para no sobrecargar ninguna de ellas. En este sentido, se descartó la posibilidad de disponer apoyos de neopreno confinado fijos longitudinalmente en una o más pilas. En el caso de que se colocaran apoyos fijos en una sola línea de apoyos, la pila elegida se cargaría demasiado y, si se dispusieran en más de una pila, las deformaciones longitudinales del tablero solicitarían excesivamente dichas pilas. Todos los apoyos se dimensionaron para soportar las acciones, tanto verticales como horizontales, permitir los giros y desplazamientos, y evitar el deslizamiento entre el neopreno y el hormigón cuando fuera necesario.

The main span and the adjacent ones were constructed whole section, but with different constructive procedures. The main one by balanced cantilevers with front carriages and the adjacent ones by conventional centering.

The uniform depth spans prestressing scheme, corresponds to continuous bridges constructed by the subsequent span procedure, whereas for the main span and the adjacent ones, the typology and the alignment of the cables corresponds to the bridges constructed by balanced cantilevers.

Grafic number 4 summarizes the different prestressing cables of the bridge that can be categorized in five types as the drawing shows.

The group Type B, placed in the main span and the adjacent ones, is the classic balanced cantilevers one, essential for the constructive process. Some cables are anchored to the box webs in the front segment, others by lateral wedges placed in the web and the rest by wedges placed in the joint of the upper slab of the box and the web. The length of the segments varies from 3 m for those of major depth area, to 5 m for the nearest to the closing segment.

The group Type A is arranged on the adjacent spans to the main one and completes the action of the cables of the family type B that are insufficient to support the strong negative bending moments. These moments arise due to the unbalanced situation between the length of the adjacent spans and the main one length. The decision to arrange one adjacent span whose length was unbalanced to the main one arose due to two reasons: first the process aimed to secure a balanced transition between access spans and adjacent one to the main span. On the

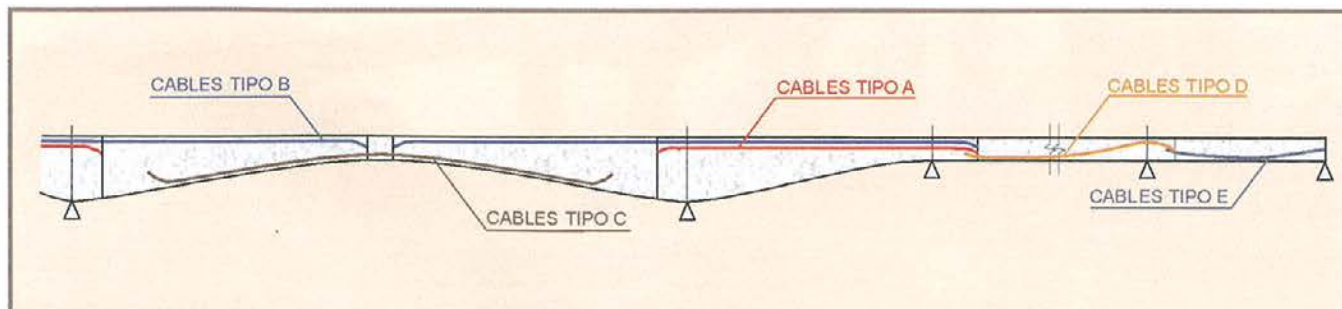


Gráfico 4. Familias de cables de pretensado del tablero.
Graph 4. Prestressing cables types of the deck.

other hand the center volume was minimized obtaining a significant economical saving. Group Type A cables are anchored to the web in front phase and by wedges placed in the joint of the upper slab and the web in the main span.

The group Type C cables, anchored to the joint of the lowest slab with the box web by wedges, are the continuity cables. This disposal avoids the arise of local stresses in the lowest slab that might originate undesirable effects (cracking, transverse stresses, etc.). These cables are only placed on the main span since as previously described, they are not necessary over the adjacent ones.

The subsequent spans prestressing is defined for a generic phase (group type D), since the length of these spans are all equal, excepting the tip spans, of minor length, where the group type E is arranged. These two groups of cables are anchored to lateral wedges placed arranged in the box webs and they are tensioned from the front extreme, according to the advance direction of the construction.

The great length of the bridge, forced to arrange neoprene-teflon pot bearings, on the abutments and piers P-1 to P-7 and P-12 to P-17, to allow the deck

longitudinal displacements. Additional unidirectional and multidirectional pot bearings were located in each of the above mentioned support lines. In the central piers P-8, P-9, P-10 and P 11, neoprene standard bearings were used since they hold the central part of the bridge and besides, they distribute the actions among four piles avoiding to overcharge any of them. Regarding this matter, it was not possible to arrange pot bearings longitudinally fixed over one or more piles. In case that fixed bearings were placed in one single supporting line, the chosen pile would be excessively loaded. If they were arranged over more than one single pier the longitudinal deformations of the deck would exhaust the above mentioned piers. All the bearings were dimensioned to resist all the actions, such as vertical and horizontal actions, and to allow rotations and displacements as well as to avoid sliding between neoprene and concrete, if necessary.

3.2. Piers and abutments

Cylindrical shafts of elliptical solid section with principal axis of 5,0 m and 2,2 m were designed for the main piers P9 and P10 (photo 4). The width of the pier matches with the width of the box base on its joining point where two bea-

3.2. Pilas y estribos

Para las dos pilas principales, P9 y P10, se proyectaron fustes cilíndricos de sección elíptica maciza con ejes principales de 5,0 m y 2,2 m (foto 4). El ancho de la pila coincide con el ancho de la base del cajón en su punto de encuentro, en el que se sitúan dos aparatos de apoyo separados 3,5 m entre ejes. El resto de las pilas se resolvieron mediante fustes cilíndricos de sección elíptica, con ejes principales de 2,3 m y 1,5 m (foto 5). En su parte superior, estas pilas se rematan mediante capiteles de 4,5 m de altura y ancho variable, que permiten realizar la transición entre el ancho del fuste y los 5,9 m de anchura de la plataforma, donde se alojan los dos aparatos de apoyo separados 4,0 m entre ejes. La altura de las pilas varía entre 4,6 m y 14,1 m. El ajuste al peralte del tablero se realiza variando la cota de cada una de las plataformas de apoyo de cada pila.

La unión entre el tablero y las pilas P8 y P11, adyacentes a las centrales, se realizó mediante un pretensado vertical con dos cables de 13T15 de cordones monoprottegidos con vaina individual de polietileno, cera petrolera y acero galvanizado, para evitar el despegue del tablero originado por la descompensa-



Foto 4. Tipos de pilas.
Photo 4. Types of piers.

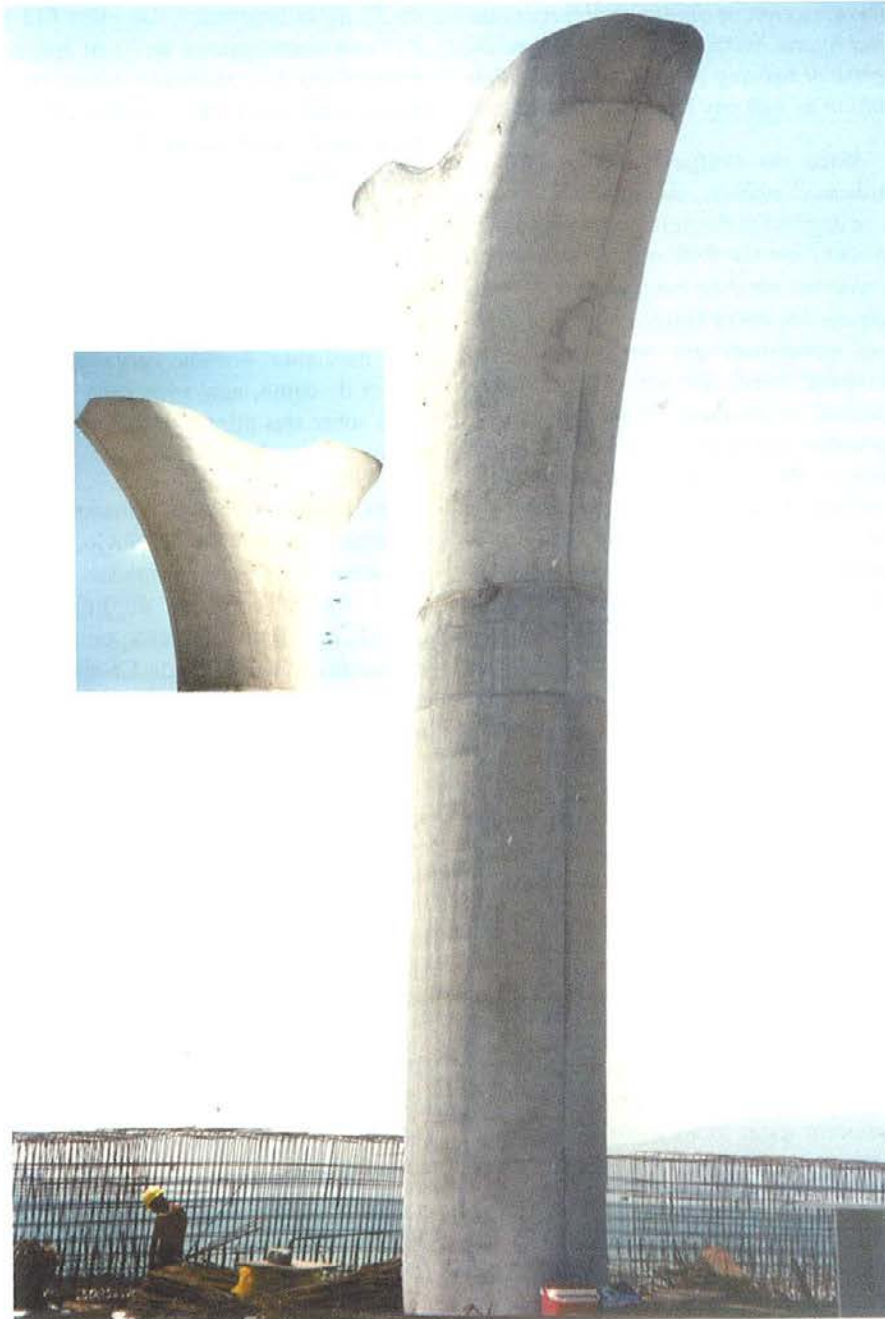


Foto 5. Detalle de las pilas dispuestas en los vanos de acceso.
Photo 5. Piers placed in the access spans.

ción entre el vano principal y los adyacentes. Además, en la zona del capitel y encuentro con el tablero, los cables de pretensado se alojaron en un tubo de polietileno de alta densidad, que junto a unos manguitos de neopreno, permite los movimientos longitudinales relativos entre el tablero y la pila.

3.3. Cimentaciones

Según el anejo geotécnico, en toda la zona de ubicación del puente existe un estrato de arenas de densidad media, con un espesor variable entre 6 m y 17 m. Subyaciendo a las arenas, aparece

una capa de substrato rocoso alterado, que alcanza espesores entre 3 m y 4 m, y tiene las características de una arcilla arenosa de dura a muy dura. Finalmente, entre los 8 m y los 20 m, aparece el substrato rocoso (Flysch), constituido por una alternancia de niveles de areniscas y margas dispuestos con buzamientos superiores a los 30°.

Ante un terreno de estas características, el informe geotécnico recomendó cimentar mediante pilotes de 1,5 m de diámetro, que debían empotrarse 7 m en la roca sana. Las pilas P1 a P8 se cimentaron cada una con cuatro pilotes de una longitud aproximada de 18 m; las pilas centrales, P9 y P10, con nueve pilotes

rings are placed. The distance between their axis is 3,5 m. The rest of piers were solved using cylindrical shafts of elliptical section with main axis of 2,3 m and 1,5 m (photo 5). The upper section of these piers is completed by 4,5 m height and variable width capitals. These elements allow to solve the transition between shaft width and the bearing platform width (5,9 m), where the bearing devices are lodged separated by 4,0 m between the axles. Piers height goes from 4,6 m to 14,1 m. The adjustment to the deck superelevation is accomplished changing the level of each one of the supporting platforms of every single pier.

The joint between the deck and the piers P8 and P11, adjacent to the main ones, was achieved by vertical prestressing with two cables of 13T15 of mono-protected wires with individual polyethylene sheath, petroleum wax and galvanized steel, to avoid the uplift of the deck due to the unbalance between the main span and the adjacent ones. Besides, in the capital and joining zone with the deck, the prestressing cables were lodged in a high density polyethylene pipe with neoprene couplings that allow the relative longitudinal displacements between the deck and the pier.

3.3. Foundations

According to the Geotechnical Annex, in the location area of the bridge it exists a stratum of sands of medium density with variable thickness between 6 m and 17 m. Underlying the sands, it appears a layer of spoiled rocky substrate. This layer reaches a thickness between 3 m and 4 m, and it has the characteristics of a sandy clay from hard to very hard. Finally between 8 m to 20 m it appears a rocky substratum (Flysch), constituted by a level alternation of sandstones and marls arranged with dippings higher than 30°.

Working in such a characteristic area, the geotechnical report recommended to lay the foundations by means of piles of 1,5 m of diameter, which had to be fixed 7 m in the healthy rock. The piers P1 to P8 were each one laid with four piles of an approximate length of 18 m, the central piers P9 and P10 with nine piles of 23 m of length and the piers P11 to P17 with four piles of 25 m approximately. The pile-caps dimensions are 11,0 x 10,5 x 2,5 m for the central piles, and 7,0 x 7,0 x 2,0 m for the rest.

Regarding the abutments, the back ones of both carriageways, since they were low in height, were solved by both 1,5 m depth, loading beams leaning each one on three piles of 1,5 m of diameter and 18 m of length.

Frontal abutments, placed in the enlargement Navío quay, are cantilever type formed by a frontal 1,0 m thick continuous reinforced concrete wall upon the deck leans, founded by four piles of 1,5 m of diameter and 25 m of length

4. ANALYSIS OF THE STRUCTURE

Structure's analysis was made according to the standards and recommendations valid in the year of the project: EP-93, EH-91, NCSE-94 and the Instruction relative to the Actions to consider in Highway Bridges Design of 1972.

Concrete H-400 was employed in the deck, H-300 in the piers, H-250 in the abutments and pile-caps and H-200 for the piles.

The longitudinal basic calculation of the deck was based on a pattern of continuous beam, correcting internal forces through amplification factors. A folded shell calculation was performed to evaluate the amplification coefficients of eccentricity; later on they were applied to the internal forces originated by the single vehicle load. To take into account

the variation of the internal forces caused by the horizontal curvature and the arise of twisting moments, a grid calculation as balcony beam was also made.

Since the bridge is being built on schemed phases, the external actions are applied to the partial structures, different from the final one. Therefore calculations must be made for each single phase. For every single phase, the stresses conditions are verified and the internal forces are set up considering actions as its dead weight, the corresponding prestressing forces with initial losses, the constructive loads and the weight of the auxiliary equipment. On the other hand, as working with a progressive scheme, the differed deformations of the concrete (creep and shrinkage), originate internal forces variations in time; these are known as creep modifying internal forces. The graph 5 shows the law of bending moments in the deck caused by the dead weight and the prestressing, for the initial situation, the final situation at infinite time as well as those who might have been obtained if the above mentioned actions had been applied on the structure already finished.

Besides, the constructive process determined another particular aspect of the structure analysis. For instance, the most reasonable procedure was to make both adjacent spans to the main one centered in one single phase. The problem arose

de 23 m de longitud; y las pilas P11 a P17 con cuatro pilotes de 25 m aproximadamente. Los encepados tienen unas dimensiones de 11,0 x 10,50 x 2,50 m para las pilas centrales, mientras que, para el resto, las dimensiones son 7,0 x 7,0 x 2,0 m.

Por lo que respecta a los estribos, los dorsales de ambas calzadas, dado que resultaban de escasa altura, se resolvieron mediante sendos cargaderos de 1,5 m de canto, apoyados cada uno de ellos sobre tres pilotes de 1,5 m de diámetro y 18 m de longitud.

Los estribos frontales, situados en la ampliación del muelle del Navío, son de tipo cerrado y están formados por un muro frontal continuo de hormigón armado de 1,0 m de espesor, cimentado mediante cuatro pilotes de 1,5 m de diámetro y 25 m de longitud, sobre el que apoya el tablero.

4. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

El cálculo de la estructura se realizó siguiendo los preceptos y recomendaciones de las normas e instrucciones vigentes en el momento de su proyecto: EP-93, EH-91, NCSE-94 y la Instrucción relativa a las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera, de 1972.

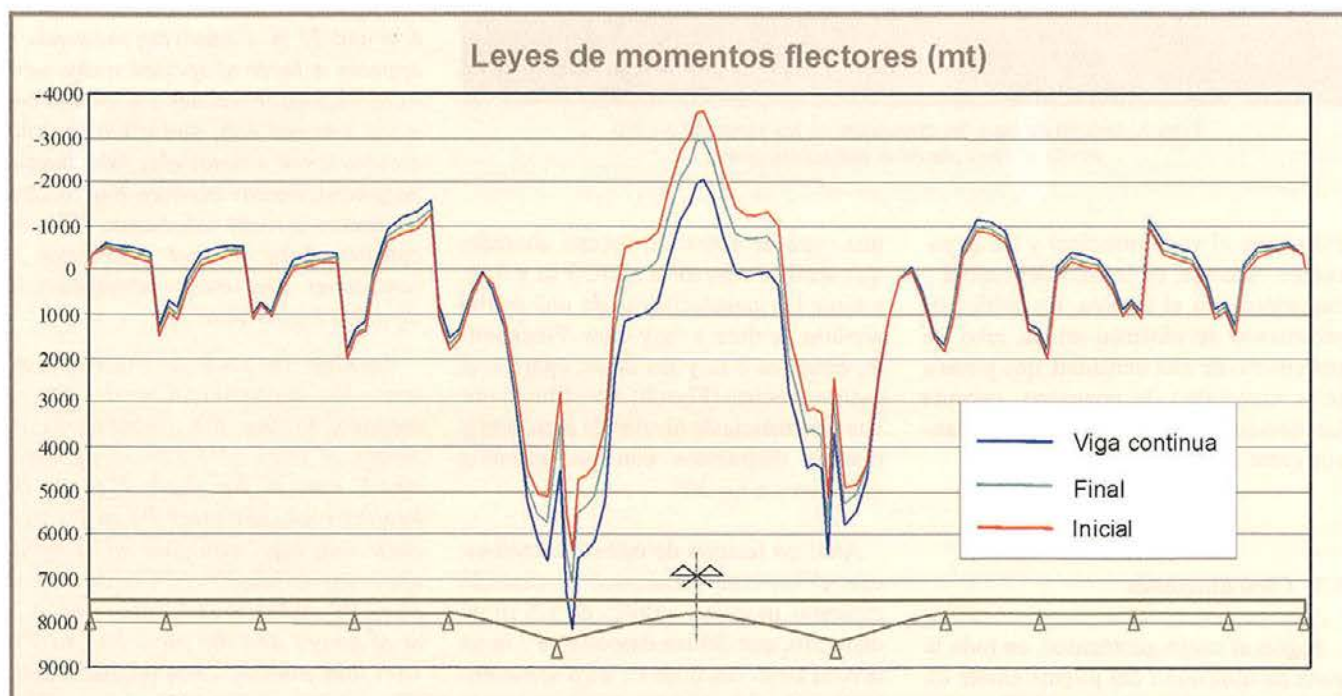


Gráfico 5. Ley de momentos flectores en el tablero originada por el peso propio y el pretensado.
Graph 5. Bending deck moments for deade weight and prestressing.



Foto 6. Construcción del vano central mediante voladizos sucesivos.
Photo 6. Construction of the main span by balanced cantilevers.

En el tablero se empleó hormigón H-400, H-300 en las pilas, H-250 en los estribos y encepados, y H-200 en los pilotes.

El cálculo longitudinal básico del tablero se realizó sobre un modelo de viga continua, corrigiendo diversos esfuerzos a través de coeficientes de mayoración. Mediante un cálculo como lámina plegada, se obtuvieron los coeficientes de mayoración por excentricidad, aplicados posteriormente a los esfuerzos originados por el carro de la Instrucción. Para tener en cuenta la variación de esfuerzos por la curvatura en planta y la aparición de momentos torsores, se realizó un cálculo de emparillado como viga balcón.

Al construirse el puente por fases, las acciones exteriores van actuando sobre estructuras parciales distintas de la final, y ello obliga a realizar los cálculos para cada una de las fases. Para cada fase se comprueban los estados tensionales y se determinan los esfuerzos, considerando como acciones su peso propio, los correspondientes trazados de pretensado con pérdidas iniciales, la sobrecarga constructiva y el peso de los equipos auxiliares.

Por otro lado, al tratarse de un esque-

ma evolutivo, las deformaciones diferidas del hormigón producen variaciones de los esfuerzos en el tiempo, los denominados esfuerzos modificativos de fluencia. En el gráfico 5 se representa la ley de momentos flectores en el tablero, originada por el peso propio y el pretensado, tanto para la situación inicial, como para la situación final a tiempo infinito, así como los que se hubieran obtenido si dichas acciones se hubieran aplicado sobre la estructura ya finalizada.

Asimismo, el proceso constructivo determinó otro aspecto particular del cálculo de esta estructura. En principio, lo más razonable era realizar los dos vanos adyacentes al vano principal cimbrados en una sola fase. El problema surgía en la gran diferencia entre los esfuerzos a que estaban sometidas las secciones de este vano durante la construcción y los esfuerzos en su vida en servicio. Una vez construido el puente, este vano estaba sometido a fuertes momentos negativos, mientras que durante la construcción trabajaría como un vano biapoyado, sometido a esfuerzos de sentido contrario. La posibilidad de introducir un pretensado definitivo durante la construcción resultaría una medida perjudicial en servicio, ya que se hubiera producido un exceso de com-

due to the great difference between the internal forces in the sections of this span all over the constructive process and the internal forces during its future service life. Once the bridge was constructed this span is subjected to strong negative bending moments, whereas during the construction process would work as a simple supported beam, bearing opposite direction internal forces. The possibility of introducing a permanent prestressing during the construction would turn out to be harmful in service, since this might originate excessive compressive stresses.

On the other hand, it was not possible the application of a provisional prestressing due to economic reasons.

Therefore, the option carried out was the following: once the span had been concreted, the framework was removed, keeping the central tower as provisional prop (photo 6) in the span central area to optimize the material ratios. Besides, working on this basis and additional effect was achieved, as applying both weight and prestressing over a structure quite more similar to the final situation, the sections can be optimised and the modifying creep internal forces can also be reduced.

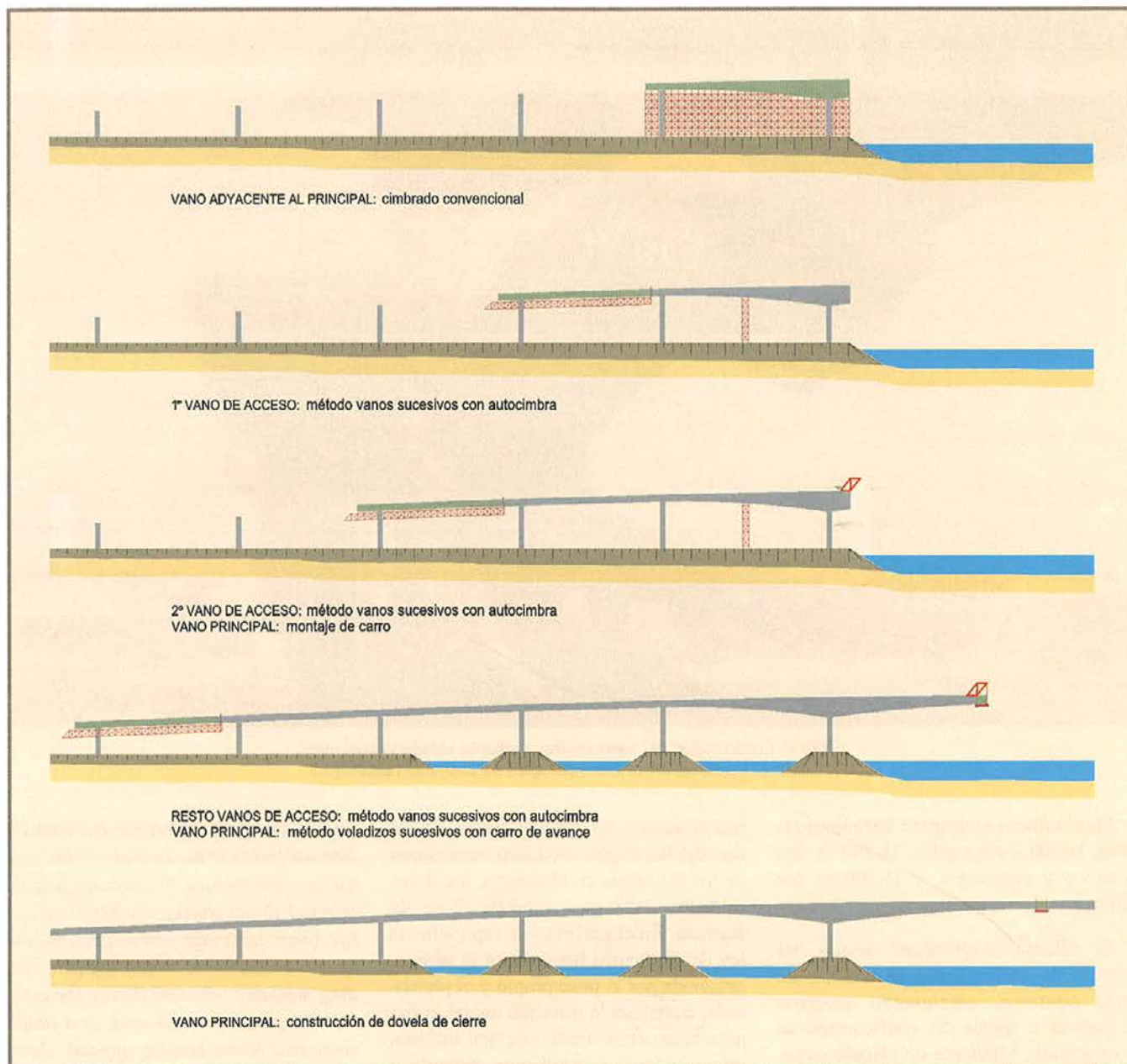


Gráfico 6. Proceso constructivo.
Graph 6. Constructive process.

5. CONSTRUCTIVE PROCESS

The constructive process of the bridge starts with the execution of the peninsulas by dumping landfill, and the execution of the infrastructure (foundations), of the substructure (abutments and piers) and of the provisional props for the construction of the deck (photo 7).

The deck was constructed by phases, using three different techniques, in order to adapt it to the numerous determinants of service and term. This design accomplished the bridge making within only two years and with very strict material ratios (graph 7).

The constructive process of the deck (graph 6) starts with the execution of a span with variable depth adjacent to central one (P8-P9), by conventional center of towers and trusses, including the taking-off head of such mentioned span, and the fifth part of the first access span. Once is concreted, the prestressing cables type A of the deck are tensioned and also those placed in the pile P8. Then the center is taken away but keeping one prop in the central area of the span, that will remain up till it is unloaded (photos 8 and 11).

Later on, the autocentering is set up; this element will construct the access area by subsequent spans procedure. The first assembly of the centering is under-

presiones. Por otra parte, se descartó el uso de pretensado provisional por motivos económicos.

Por estas causas, una vez hormigonado el vano, se optó por desencofrar manteniendo la torre central como puntal provisional, con el fin de optimizar las cuantías de materiales. De esta manera, según va avanzando la construcción por voladizos del vano central (foto 6), el tablero se desapea por sí mismo. Además, actuando de esta forma, se consiguió otro efecto favorable: al aplicarse el peso propio y el pretensado sobre un esquema estructural más parecido al de la situación final, se reducen los esfuerzos modificativos de fluencia y se pueden optimizar las secciones.



Foto 7. Vista general del comienzo de la construcción del puente en la ampliación del muelle del Navío.
Photo 7. View of the construction process in the enlargement of the Navío quay.



Foto 8. Construcción del vano adyacente al principal mediante cimbra convencional de torres y cuchillos.
Photo 8. Construction of the adjacent span by conventional center.



Foto 9. Detalle del carro de avance en voladizo.
Photo 9. View of the carriage.



Foto 10. Vista general de la construcción.
Photo 10. View of construction process.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo del puente comienza con la ejecución de las penínsulas, mediante el vertido de relleno, y la realización de la infraestructura (cimentaciones), de la subestructura (pilas y estribos) y de los apeos provisionales para la construcción del tablero (foto 7).

El tablero se construyó por fases, utilizando tres técnicas diferentes, con el fin de adaptarse a numerosos condicionantes de servicio y plazo. Con este diseño se logró realizar el puente en sólo dos años y con unas cuantías de materiales muy estrictas (gráfico 7).

El proceso constructivo del tablero (gráfico 6) comienza con la ejecución de un vano de canto variable adyacente al central (P8 y P9), mediante cimbra convencional de torres y cuchillos, incluyendo la cabeza de arranque de dicho vano y un quinto del primer vano del acceso. Una vez hormigonado, se tesó el pretensado correspondiente a los cables de la familia tipo A del tablero y el de la pila P8 y se descimbró, pero manteniendo un apeo en la zona central del vano, que permaneció hasta su auto-desapeo (fotos 8 y 11).

A continuación, se montó la autocimbra que construiría la zona de acceso, por el método de vanos sucesivos. El primer montaje de la cimbra se realizó apoyándose en dos torres adyacentes a la primera pila de los accesos y colgándose del voladizo construido en la fase anterior. Una vez hormigonado el tablero, se tesó el pretensado correspondiente a los cables de la familia tipo D. El proceso de ejecución del resto de los

vanos se realizó de forma similar, mediante avances de la cimbra apoyándose en la estructura ya construida y en torres provisionales adyacentes a las pilas. En el último vano, que finaliza en el estribo, se dispuso el pretensado de la familia tipo E y se tesó.

Cuando la autocimbra había construido como mínimo dos vanos de acceso, se podía proceder al montaje del carro de avance (foto 9) para la construcción, por el método de voladizos sucesivos, de la mitad del vano central. Este requisito se planteó fundamentalmente por dos motivos; por una parte, fue necesario un empotramiento suficiente del vano adyacente al principal para que pudiera resistir los grandes esfuerzos solicitantes y, por otra, fue conveniente independizar la construcción del vano principal por voladizos sucesivos de la construcción de los vanos de acceso mediante autocimbra.

Según se fueron construyendo dovelas en el voladizo, se introdujeron los cables de pretensado de la familia tipo B y se tesaron.

Una vez finalizadas las dos mitades de cada uno de los dos puentes, la última fase constructiva consistió en la colocación de una cimbra en el centro del vano central, colgada del extremo de ambos voladizos, que permitió la construcción de la dovela de cierre y el posterior pretensado de continuidad (familia tipo C).

Como medios auxiliares se utilizaron dos carros de avance, dos autocimbras y una cimbra convencional de 65 m de longitud.

taken supporting it in two adjacent towers to the first pile of the accesses, and hanging it from the constructed cantilever during the previous phase. Once the deck has been concreted, the prestressing cables type D are tensioned. The execution process of the other spans is carried out on a very similar way by projecting the center supported on the already constructed structure and on provisional adjacent towers to the piles. Over the last span, which finishes in the pier, the prestressing cables type E are arranged and then tensioned.

When the autocentering has constructed a minimum of two access spans, the front carriage is assembled (photo 9) to execute the half of main span by balanced cantilevers method. This requirement was established because it is necessary a sufficient restraint of the adjacent span in order to allow enough resistance to bear the great stresses, and moreover it is suitable to release the construction from the main span by balanced cantilevers of the access spans by means of autocentering.

As the segments are being constructed, the prestressing cables type A are introduced and then they are tensioned.

Once both halves of a bridge are finished, the last constructive phase consists of the settlement of a centering in the middle of the main span, hung from the tip of both cantilevers, that allowed the construction of the closing segment to be prestressed later (group Type C). Two front carriages, two autocenters and one conventional center of 65 m of length, were used as auxiliary elements.

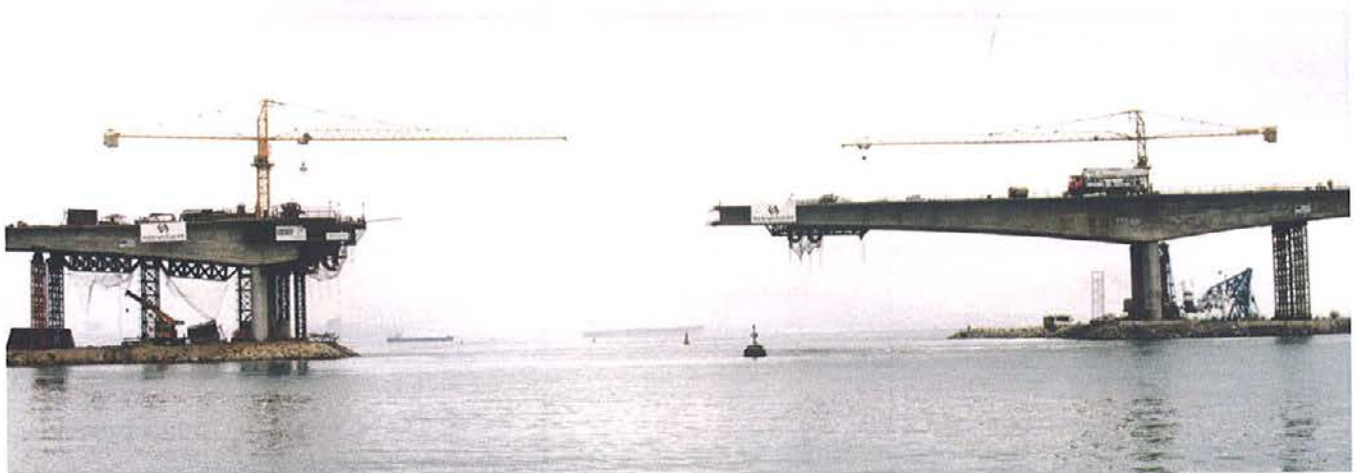


Foto 11. Construcción del semivano principal manteniendo la torre provisional en el vano adyacente.
Photo 11. Construction of the main span keeping the tower in the adjacent span.

		Material <i>Material</i>	Cuantías por m ² de tablero <i>Ratio for m² of deck</i>	Cuantías por m ³ de hormigón en elemento <i>Ratio for m³ of concrete in element</i>	
Tablero <i>Deck</i>	Global <i>Global</i>	Hormigón H-400 <i>Concrete H-400</i>	0,58 m ³ /m ²		
		Acero pasivo AEH-500 <i>Reinforcing steel AEH-500</i>	56,8 kg/m ²	100,5 kg/m ³	
		Acero activo fpu-190 <i>Presstressing steel fpu-190</i>	22,0 kg/m ²		
	Canto variable <i>Variable depth</i>	Hormigón H-400 <i>Concrete H-400</i>	0,74 m ³ /m ² canto variable		
		Acero pasivo AEH-500 <i>Reinforcing steel AEH-500</i>	103,6 kg/m ² canto variable	140,3 kg/m ³	
		Acero activo fpu-190 <i>Presstressing steel fpu-190</i>	41,6 kg/m ² canto variable		
	Canto constante <i>Uniform depth</i>	Hormigón H-400 <i>Concrete H-400</i>	0,53 m ³ /m ² canto constante		
		Acero pasivo AEH-500 <i>Reinforcing steel AEH-500</i>	42,4 kg/m ² canto constante	80,4 kg/m ³	
		Acero activo fpu-190 <i>Presstressing steel fpu-190</i>	15,0 kg/m ² canto constante		
Alzados de pilas <i>Piers</i>	Hormigón H-300 <i>Concrete H-300</i>	0,06 m ³ /m ²			
	Acero pasivo AEH-500 <i>Reinforcing steel AEH-500</i>	9,8 kg/m ²	150,7 kg/m ³		
Alzados de estribos <i>Abutment's elevations</i>	Hormigón H-250 <i>Concrete H-250</i>	0,01 m ³ /m ²			
	Acero pasivo AEH-500 <i>Reinforcing steel AEH-500</i>	0,6 kg/m ²	67,0 kg/m ³		
Encepados <i>Pile caps</i>	Hormigón H-250 <i>Concrete H-250</i>	0,02 m ³ /m ²			
	Acero pasivo AEH-500 <i>Reinforcing steel AEH-500</i>	23,0 kg/m ²	105,4 kg/m ³		

Gráfico 7. Cuantías materiales de tablero.
Graph 7. Material ratios.



Foto 12. Detalle del canal de navegación con el puente terminado.
Photo 12. View of the navigation channel.

AGRADECIMIENTOS

Dirección General de Carreteras. Demarcación de Andalucía Occidental.
Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras.
SATO, S.A.

GRATITUDES

Dirección General de Carreteras. Demarcación de Andalucía Occidental.
Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras.
SATO, S.A.

Ficha técnica

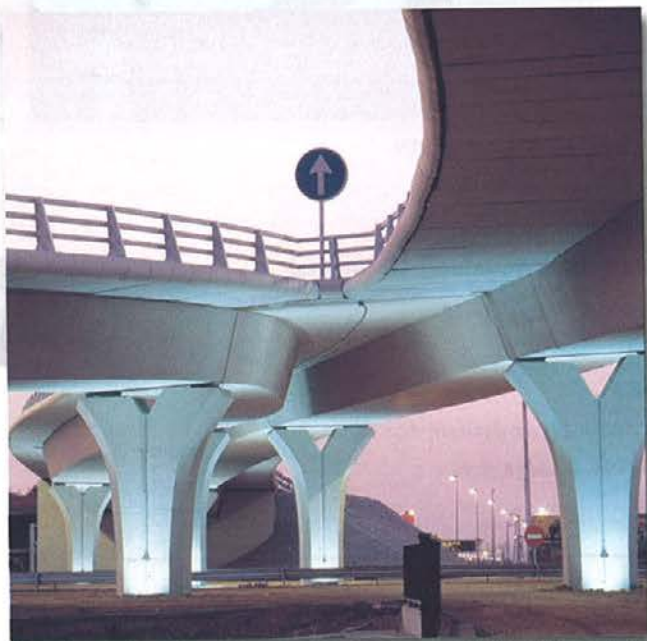
Promotor <i>Property developer</i>	Demarcación de Carreteras del Estado en Andalucía Occidental. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Comunicaciones.
Propiedad <i>Ownership</i>	Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras. Puertos del Estado.
Autor del proyecto <i>Project designer</i>	Proyectos y Estructuras, S.A. (PROES).
Director del proyecto y de la obra <i>Project director</i>	Emilio Miranda Valdés.
Empresa constructora <i>Construction company</i>	UTE SATO-Puentes y Calzadas, S.A.
Asistencia técnica <i>Technical assistance</i>	INTEMAC.
Presupuesto <i>Budget</i>	2.853.692.688 pesetas.

ALVISA

50 años
aniversario

Algo está cambiando en la prefabricación.

Conexión de la SE-30 con la Avda. de Kansas City. Sevilla.
Vano máximo: 45 m.
Radio: 75 m.
Solución: Viga continua de directriz curva y pilas prefabricadas.



ShovelBorche



Soterramiento de vías. Cádiz.



Cerramiento arquitectónico para Hotel NH. Marbella. Málaga.



Torre de Control del Aeropuerto de Málaga.

Nos divertimos proyectando



Centro comercial
y de ocio Bonaire.
Aldaia, Valencia

Proyecto y asistencia técnica de estructuras
de edificación y obra civil

 **CALTER** ingeniería
www.calter.es

CURSO DE ESPECIALIZACIÓN

AVANCES EN LA TECNOLOGÍA DEL HORMIGÓN. *Nuevos componentes, materiales y técnicas*

ORGANIZADO POR

Fundación Politécnica, Universidad Politécnica de Cataluña
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

OBJETIVO

Mejorar los conocimientos sobre los nuevos materiales utilizados en la construcción y facilitar a los técnicos la incorporación de los procedimientos de dosificación y caracterización de hormigones avanzados. El curso se dirige a profesionales de empresas del ámbito de la construcción así como a otros técnicos de la industria del hormigón y de la administración pública. Las exposiciones del profesorado se complementan con la realización de prácticas en laboratorio.

PROGRAMA

- Aditivos superplastificantes
- Nuevos aditivos químicos
- Hormigón de altas prestaciones
- Hormigón reforzado con fibras
- Control de hormigones especiales

INFORMACIÓN GENERAL

Duración: 30 horas

Fecha de realización: del 21 al 31 de octubre de 2002

Horario: de lunes a viernes de 15.00 a 18.00

Número de plazas: 30

Precio: 400 €

Lugar de realización:

Fundació Politécnica de Catalunya
Edifici Vèrtex
Pl. Eusebi Güell, 6
08034 Barcelona

Laboratori de Tecnologia d'Estructures
Campus Nord, mòdul C-1
c/ Jordi Girona, 1-3
08034 Barcelona

COLABORADORES:

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas

Agrupació de Fabricants de Ciment de Catalunya (Climent Català)

Asociación Nacional de Fabricantes de Aditivos para Hormigón y Morteros (ANFAH)

CONTACTO

Tomás García

Dep. de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Cataluña

Edificio C1, c/ Jordi Girona, 1-3

08034 Barcelona

Tel.: 93 401 73 51 - Fax: 93 401 10 36

e-mail: lte. info@upc.es

Comportamiento de sistemas de refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos con fibras de carbono en ambientes húmedos o calurosos

Long term behaviour of concrete structures strengthening systems CFRP based in moist or hot environments

Jesús Díez Hernández

Ingeniero Industrial

Jesús Cuadrado Rojo

Ingeniero Industrial

José Luis Ramírez Ortíz

Dr. Ingeniero Industrial

LABEIN. Centro Tecnológico. Bilbao

RESUMEN

Este documento presenta el desarrollo de las distintas fases de un estudio sobre el comportamiento de los sistemas de refuerzo consistente en material compuesto con fibras de carbono, en condiciones de ciclos de humedad-sequedad, saturación permanente y altas temperaturas. Para ello se han construido setenta y dos vigas, que han sido reforzadas con dos tipos de refuerzo basados en fibras de carbono y resinas, utilizando dos calidades diferentes de hormigón.

Las vigas han sido sometidas durante nueve meses, a tres tipos diferentes de envejecimiento acelerado en laboratorio. Posteriormente se han realizado ensayos a flexión de las vigas-probeta, tanto a la mitad de la duración del envejecimiento como a la finalización del mismo, para estudiar cómo afectan a la eficiencia del sistema de refuerzo las diferentes condiciones climáticas a las que han estado expuestas, analizándose por último los resultados obtenidos y presentando las conclusiones a las que se ha llegado.

SUMMARY

This report presents the development of the different stages on the long-term behaviour of concrete structures strengthening systems, based on carbon fiber-reinforced polymers (CFRP) in wet-dry cycles, permanent moisture saturation and 50°C constant temperature.

Seventy-two beam samples have been manufactured, and retrofitted with two types of strengthening material based on CFRP, using two different qualities of concrete.

The beam samples have been exposed during 9 months to three different aging conditions. Then the beam-samples have been tested to failure at half and at the end of the aging period, in order to study how the different environmental conditions to which have been exposed, affect to the efficiency strengthening system. Finally the results have been discussed and the main conclusions are outlined.

1. INTRODUCCIÓN

En nuestro ámbito geográfico se dan unas condiciones de humedad-sequedad y alta temperatura que no se han visto suficientemente tratadas en las investigaciones realizadas hasta ahora a nivel mundial y cuya influencia en el comportamiento de estos materiales se pretende conocer mejor con este proyecto.

Una de las principales características que diferencia a este proyecto, es la situación de carga de las diferentes vigas-probeta durante la realización de los ciclos climáticos, intentando simular las condiciones de servicio de las vigas durante la realización del envejecimiento de las mismas.

Otro aspecto que se pretende investigar desde el punto de vista de la rehabilitación y refuerzo de estructuras antiguas, es

el comportamiento de estos sistemas CFRP sobre hormigones de baja calidad, aspecto este, muy habitual en las estructuras de hormigón objeto de problemas de patología que necesitan ser reforzadas.

El objetivo de este estudio es la determinación de los efectos que causan las diferentes condiciones ambientales que van a ser reproducidas: humedad permanente, temperatura constante 50°C y ciclos de humedad-sequedad, en el comportamiento de los sistemas principales con materiales compuestos de fibra de carbono, teniendo en cuenta las diferentes calidades de los hormigones utilizados.

Se ha seguido una metodología de cálculo para el dimensionado de las vigas – probeta y sus elementos de refuerzo, de modo que se ha supuesto un valor máximo del pico de tensiones que se presenta en los extremos de la lámina de refuerzo, lo que comparado con los resultados en la experimentación, ha permitido poder juzgar la validez de las suposiciones de diseño planteadas en un principio.

2. PLANTEAMIENTO EXPERIMENTAL

Se ha construido un conjunto de setenta y dos vigas de las cuales la mitad (36) han sido hechas con un tipo de hormigón de baja calidad (12,5 MPa) y la otra mitad con un hormigón de calidad normal (25 MPa). De la totalidad de las vigas, cuarenta y ocho se han sometido a los distintos ambientes, dieciséis vigas por cada tipo. Dentro de estas dieciséis la mitad están reforzadas con un sistema basado en un tejido de fibras paralelas embebido en capas de resina. La otra mitad han sido reforzadas con un producto en forma de lámina de material compuesto de fibra de carbono, que ha sido previamente curado.

Todas las vigas sometidas a los distintos ciclos ambientales, se encontraban reforzadas y han sido mantenidas a la carga de servicio durante el periodo que se permanecieron en el régimen de envejecimiento.

El resto de las vigas (24) se mantuvo como elementos de referencia, a la hora de realizar los ensayos a flexión. Dentro de este conjunto de vigas, se dispone de ocho vigas que no han sido reforzadas, otras ocho vigas que han sido reforzadas con el sistema basado en un tejido de fibras, y las ocho restantes han sido reforzadas con el laminado de fibras.

En el conjunto de vigas de referencia, se han mantenido la mitad de las mismas en carga para que sirvan de referencia con las vigas que se encuentran en las mismas condiciones en los diferentes ciclos y la otra mitad de las vigas ha sido mantenida en las condiciones iniciales sin carga durante la duración del ciclo.

Para la ejecución material de la totalidad de las vigas se construyeron tres moldes de doce unidades cada uno, donde

fueron hormigonadas las vigas-probeta (Ver fotografía 1). El proceso de desencofrado de las vigas se realizó tres días después del hormigonado de éstas, llevándose a cabo el curado de las vigas durante los veintiocho días posteriores al hormigonado, mediante rociado con agua.

El proceso de refuerzo de las vigas con los dos sistemas se realizó un mes después a la finalización del proceso de curado de las vigas.

Una vez reforzadas la totalidad de las vigas, se procedió a elaborar una serie de montajes que garantizaban el mantenimiento de la carga de servicio que se iba a asignar a cada tipo de viga durante el desarrollo de los ciclos ambientales. Posteriormente se introdujeron en las cámaras climáticas para dar comienzo a los periodos de envejecimiento.

Los ambientes de saturación permanente (100% de humedad) y de temperatura constante 50°C tuvieron una duración de 7 meses mientras que los ciclos de humedad-sequedad se prolongaron durante 9 meses.

3. MATERIALES

Hormigón

Se han desarrollado dos tipos distintos de hormigón, uno de resistencia 12,5 MPa y otro de 25 MPa realizándose para ello un conjunto de dosificaciones previas, hasta alcanzar la resistencia adecuada en ensayos de laboratorio.

Refuerzo de acero

El armado de la viga está formado por un conjunto de barras longitudinales de acero dulce liso de 4 milímetros de diámetro cuyo límite elástico es de 200 N/mm², que han sido atadas por un conjunto de cercos de diámetro 2,5 mm en acero dulce liso de límite elástico 260 N/mm². El recubrimiento que se ha dejado para dicho armado es de 15 mm.

Refuerzo laminado

Se trata de un material compuesto laminado de fibras de carbono, de 1,2 mm. de espesor y 50 mm. de anchura. La resistencia a la tracción de la lámina es de 1400 N/mm² y un alargamiento a rotura del 0,8%.

Tejido de fibras

Este sistema de refuerzo es un tejido de fibras de carbono que es embebido en un conjunto de resinas y curado in situ. La resistencia a la tracción de las fibras es de 3.890 N/mm² con un alargamiento a rotura del 1,5%.

4. DISEÑO DE VIGAS-PROBETA

En lo que respecta al diseño de las vigas-probeta, éstas se han proyectado con una sección de 12 cm de altura por 8 cm de anchura, con una longitud de 130 cm.

La armadura de la citada sección se presenta en la figura 1, y corresponde con 2 barras longitudinales de acero dulce liso de 2,5 milímetros de diámetro en la zona comprimida y de 4 barras longitudinales de acero dulce liso de 4 milímetros de diámetro en la zona traccionada. Este conjunto de barras se encuentra atado por un conjunto de cercos de diámetro 2,5 mm en acero dulce liso separadas cada 13 cm.

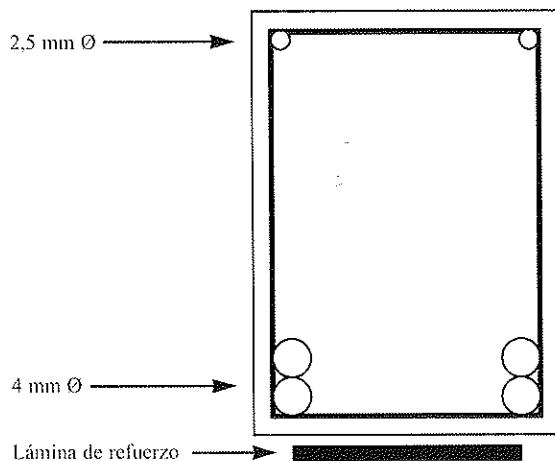


Figura 1: Sección de las vigas-probeta.

Se ha determinado el momento que resiste esta sección. A partir de este momento se ha definido, cual es la anchura necesaria de la banda de material de refuerzo, que se debe adherir a la superficie inferior de la viga para resistir los siguientes momentos, en función del tipo de hormigón utilizado:

Hormigón 12,5 N/mm² = 2450 N.m.

Hormigón 25 N/mm² = 3430 N.m.

Estos son los momentos de rotura, previstos para las vigas-probeta ensayadas a flexión (Figura 2).

$M_{armadura} = 819 \text{ N.m.}$

$M_{Hormigón12,5} = 2450 \text{ N.m.}$

$M_{Hormigón25} = 3430 \text{ N.m.}$

Otra característica tenida en cuenta durante el proceso de diseño, ha sido la tensión rasante generada entre la lámina de refuerzo y la superficie de hormigón, (τ_R). Esta tensión se incrementa en gran medida en los extremos de la lámina, zonas de anclaje, de modo que se puede superar la resistencia a tracción del hormigón, que es el límite en rotura para el esfuerzo rasante.

Desde el punto de vista del diseño de la viga-probeta, interesa conocer la tensión rasante (τ_R), como se representa en la figura 3. Esta se relaciona con el τ_{max} en la misma proporción del momento estático de la lámina de refuerzo, frente al del refuerzo más el armado.

Se ha supuesto, como hipótesis de trabajo, que el incremento de tensión que se produce en los extremos de la lámina de refuerzo no superan el doble del máximo valor determinado por cálculo. Debiendo de cumplirse que este valor no supere la tensión de tracción (f_{ct}) del hormigón, para que la rotura se produzca por tracción en la lámina de refuerzo, antes que por el fallo del rasante.

Para comprobar el pico de tensiones, que se obtiene en los extremos de la lámina de refuerzo, y poder compararlo con el valor de 2 supuesto, se ha definido el coeficiente "α", que se obtiene de la siguiente expresión:

$$\tau_R = \frac{Q}{b.z} \frac{\text{Capacidad mecánica del refuerzo}}{\text{Capacidad mecánica del refuerzo + armadura}}$$

Donde:

AL calculada: **anchura** de la lámina estrictamente necesaria, obtenida del calculo.

AL colocada: **anchura** de la lámina realmente utilizada. (Figura 4).

α: coeficiente de pico de tensiones rasantes.

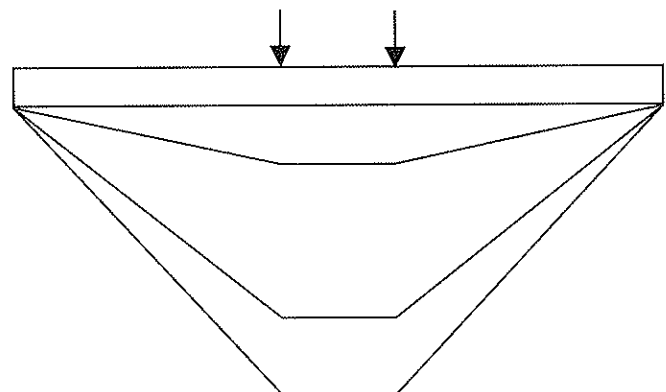


Figura 2: Diagrama de momentos en vigas-probeta.

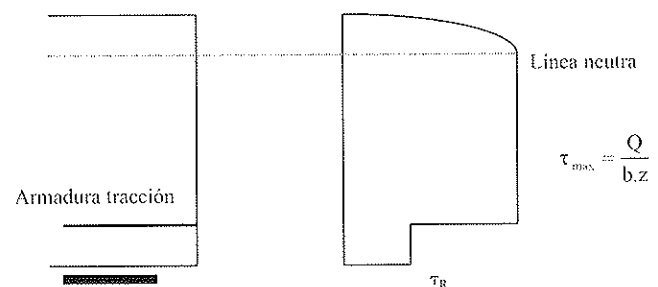


Figura 3: Análisis del esfuerzo rasante.

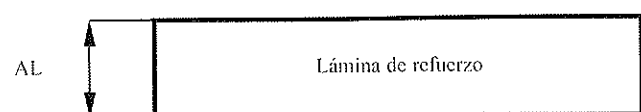


Figura 4: Representación de "AL".

El valor medio obtenido para el coeficiente " α ", tras la realización de los ensayos y que inicialmente se había tomado como 2, se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 1: Valores medios de " α "

REFUERZO	HORMIGÓN	VALOR MEDIO COEFICIENTE " α "
Laminado	12,5 MPa	1,8
Laminado	25 MPa	1,3
Tejido de fibras	12,5 MPa	2,3
Tejido de fibras	25 MPa	2,5

Estos valores han sido obtenidos con unas longitudes de anclaje comprendidas entre el 10 y el 30 % del valor estrictamente necesario, obtenido por cálculo.

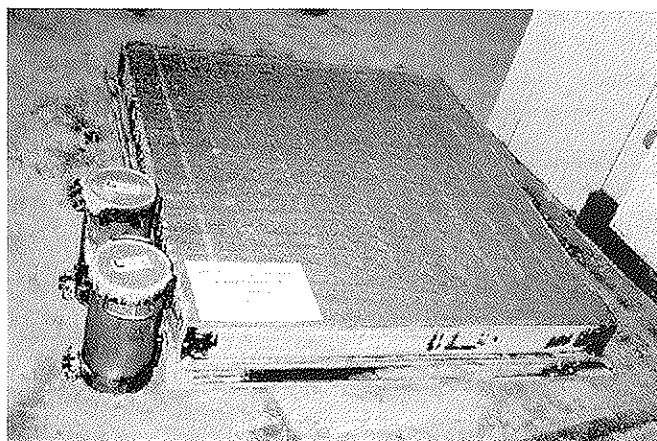
5. PREPARACIÓN DE VIGAS-PROBETAS

Se han construido treinta y seis vigas-probeta con cada tipo de hormigón utilizado. Simultáneamente al hormigonado de las vigas se realizaron una serie de probetas cilíndricas de control, para poder determinar la variación de las características del hormigón en función de los distintos ciclos a los que se iban a someter las vigas-probeta. Del conjunto de probetas se ha introducido, una parte en cada uno de los ciclos ambientales y se ha mantenido otra parte como probetas de referencia, para poder contrastar resultados.

Las dimensiones de las vigas-probeta realizadas son, ciento treinta centímetros de largo y con una sección rectangular de doce centímetros de alto y ocho centímetros de ancho.

Las probetas cilíndricas son de diámetro quince centímetros y de treinta centímetros de altura. Todas las vigas fueron hormigonadas horizontalmente, (Ver fotografía 1) llevando a cabo el vibrado del material para conseguir una mejor homogeneización de la masa.

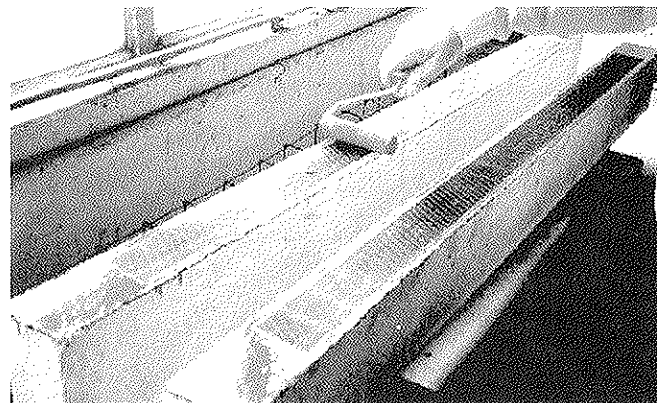
Se utilizaron en el proceso de hormigonado separadores de plástico de quince milímetros, para conseguir mantener dicha distancia entre el centro del redondo inferior y el encofrado.



Fotografía 1: Molde de 12 vigas junto con probetas cilíndricas.

6. REFUERZO

El refuerzo del conjunto de las vigas se llevó a cabo, una vez realizado el proceso de curado del conjunto de setenta y dos vigas. Primero se procedió al refuerzo de las vigas con el tejido de fibras embebido en resina, llevando a cabo el refuerzo de treinta y dos de ellas, este tipo de refuerzo presenta una mayor versatilidad a la hora de realizar refuerzos ya que permite adaptarse completamente a la forma de todo tipo de superficies. (Ver fotografía 2).



Fotografía 2: Refuerzo de la viga mediante tela de fibras embebida en resina.

Las otras treinta y dos vigas se reforzaron con el laminado de fibras de carbono cuyo proceso de aplicación es más sencillo de manipular y de aplicar al tratarse de un elemento rígido. (Ver fotografía 3).



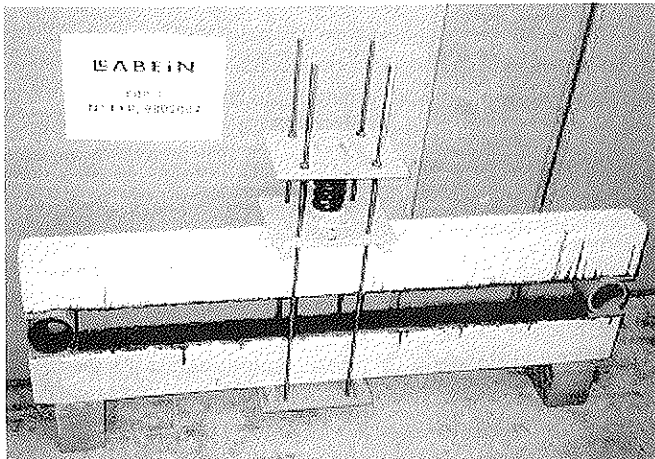
Fotografía 3: Refuerzo de la viga mediante el producto laminado.

De todas estas vigas, veinticuatro de cada tipo estaban destinadas a los diferentes ciclos ambientales, ocho vigas de cada tipo por cada uno de los ciclos, manteniendo el resto, ocho vigas por cada tipo de refuerzo, como vigas de referencia.

Junto a estas vigas de referencia se mantienen otras ocho vigas que no han sido reforzadas, cuatro de cada calidad de hormigón y que servirán de patrón de comparación en los ensayos a flexión.

7. PUESTA EN CARGA DE SERVICIO DE LAS VIGAS-PROBETA

Antes de introducir las vigas-probeta en los diferentes ciclos ambientales se procedió a colocar las vigas en su carga de servicio. Para ello se diseñó un montaje consistente en una pareja de vigas enfrentadas entre sí, sobre las que actúa un muelle proporcionando una carga constante que se mantiene en el tiempo (Ver fotografía 4). De este modo se procede a realizar la carga de la totalidad de las vigas por parejas.



Fotografía 4: Montaje para la aplicación de la carga de servicio a las vigas.

La puesta en carga se realiza mediante un cilindro hidráulico actuando sobre la chapa y el muelle. Las vigas se encuentran colocadas una sobre otra separadas por unos apoyos cilíndricos, de modo que las caras sometidas a tracción que han sido reforzadas, se encuentran enfrentadas entre sí y entre ambos apoyos, según se muestra en la figura 5.

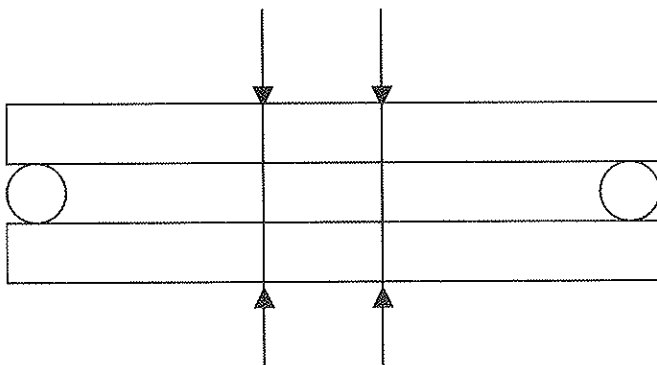


Figura 5: Esquema del sistema de aplicación de la carga de servicio a las vigas.

Con estos montajes se permite tener la carga aplicada durante la realización de los ensayos. Para controlar la pérdida de carga debida a la deformación de la viga a lo largo del tiempo, se han colocado una serie de testigos de deformación, que permiten conocer la flecha del conjunto de las vigas, en cualquier momento durante la realización de los ensayos.

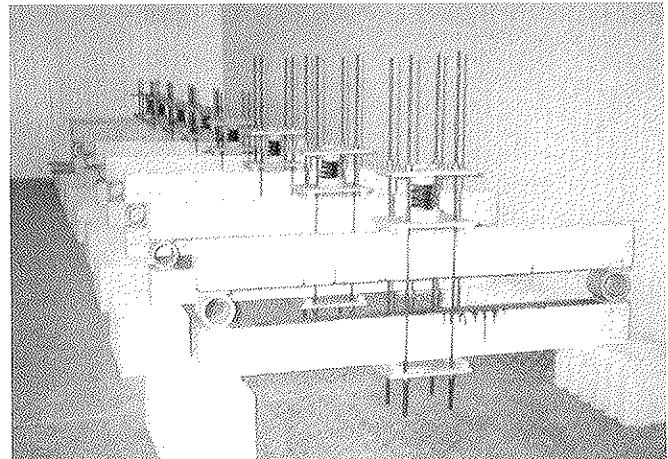
8. AMBIENTES DE EXPOSICIÓN

Se han preparado tres cámaras climáticas (Ver fotografía 5) para la realización de los respectivos ambientes y ciclos:

Ambiente 1: Saturación permanente de humedad.

Ambiente 2: Temperatura constante 50 °C.

Ambiente 3: Ciclo de humedad-sequedad.



Fotografía 5: Montajes preparados para el inicio del ciclo.

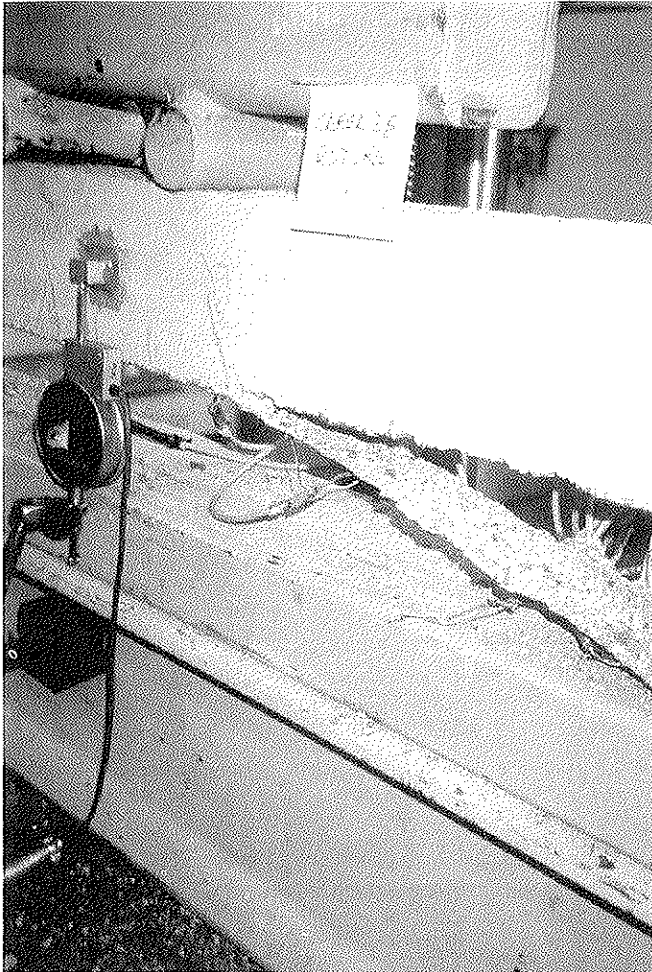
El ambiente 1 de saturación permanente de humedad, tiene como características una temperatura constante de 20 ± 2 °C y una humedad relativa del 98 ± 2 %. Este ambiente se ha alcanzado introduciendo vapor de agua en la cámara y mediante un sistema de regulación de sus condiciones internas, de modo que las vigas se mantienen en una atmósfera con una humedad relativa cercana a la saturación. Se ha aplicado durante un tiempo total de 5.472 horas.

El ambiente 2 de temperatura constante tiene una temperatura constante de 50 ± 1 °C y una humedad relativa del 20 %. Este ciclo se consigue introduciendo aire caliente en la cámara, de modo que el ambiente que rodea las vigas probeta se encuentra en las condiciones anteriormente mencionadas. Se ha aplicado durante un tiempo total de 5.496 horas.

El ambiente 3 de humedad-sequedad consiste en ciclos donde la temperatura se mantiene constante a 20 ± 1 °C y una humedad relativa variable entre el 40 % cuando se produce el secado, y el 99 % cuando se introduce humedad. Los ciclos se han desarrollado en un tiempo total de 5.904 horas y se han aplicado un total de 41 ciclos.

Con estos ciclos se pretende emular las condiciones ambientales que se presentan en las edificaciones reales.

INVESTIGACIONES



Fotografía 6: Viga probeta en la prensa de ensayos.

9. ENSAYOS

Las vigas-probeta han sido ensayadas a flexión, una vez finalizada la exposición al ambiente correspondiente (Fotografía 6). En la totalidad de los ensayos se ha controlado la carga aplicada, la flecha en el centro de vano y la tipología de fisuración durante la realización de los ensayos. Un conjunto de 20 vigas ha sido monitorizado con extensometría óhmica, colocando ésta sobre el refuerzo de fibras de las vigas.

En la monitorización se ha controlado la deformación de trece puntos de la lámina de refuerzo, de modo que nueve de ellos se encuentran en las zonas extremas de la lámina y el resto uniformemente distribuidos desde el extremo de la lámina, hasta la mitad de la misma, como puede observarse en la figura 6.

El mayor número de bandas extensométricas se ha colocado en las zonas extremas de la lámina de refuerzo, donde se han dispuesto nueve bandas extensométricas de modo escalonado, en la dirección longitudinal de la lámina de refuerzo, encontrándose todo el conjunto en una distancia inferior a dos centímetros. Esto se debe a la pretensión de estudiar en profundidad, las variaciones de los picos de tensiones que se presentan en las zonas extremas de anclaje que pueden producir en algunos casos el despegue de la lámina de refuerzo.

El ensayo al que han sido sometidas consiste en la aplicación de la carga, en la misma disposición en la que se han encontrado durante la exposición a los ambientes, según se muestra en la figura 7. La carga se va aplicando en escalones, hasta producir la rotura de las vigas.

Debido a la duración de la exposición, nueve meses, se ha procedido a la extracción y ensayo, a mitad de la misma, de parte de las vigas-probeta, con el fin de estudiar el comportamiento a lo largo del tiempo de estos sistemas de refuerzo. De este modo se pueden contrastar resultados a diferentes edades.

Durante la realización de los ensayos se han podido observar tres modos de rotura:

1. Rotura frágil por la aparición de una gran fisura de cortante, que aparece desde el extremo de la lámina de refuerzo, como se ha representado en la figura 8.
2. Rotura por delaminación, fenómeno que se ha representado en la figuras 9 y 10.
3. Rotura por delaminación interna del núcleo de la lámina de refuerzo.

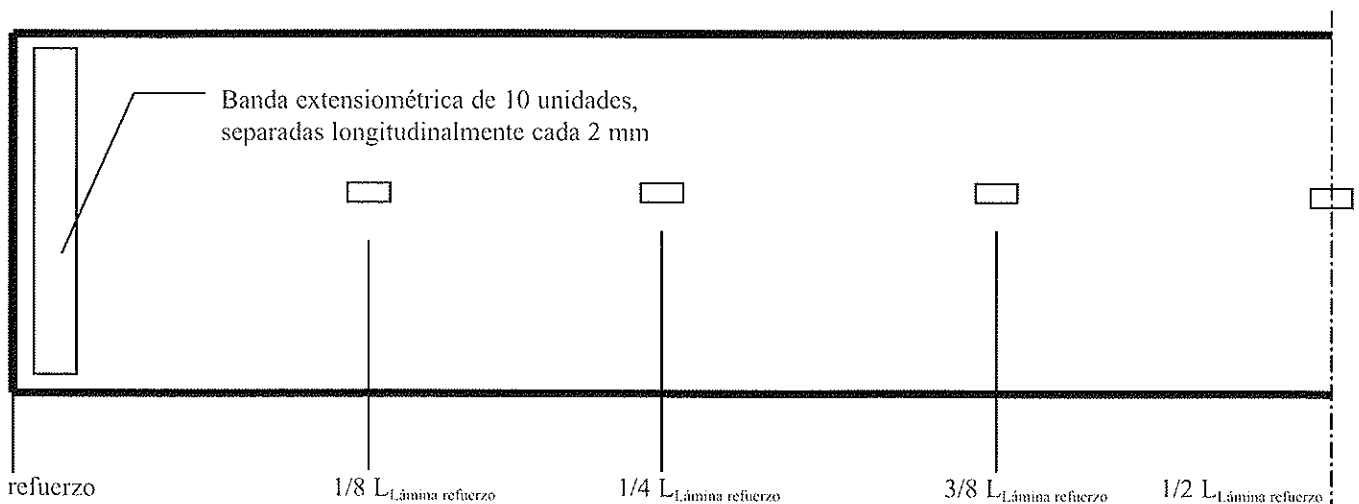


Figura 6: Distribución de la extensometría colocada en la lámina de refuerzo.

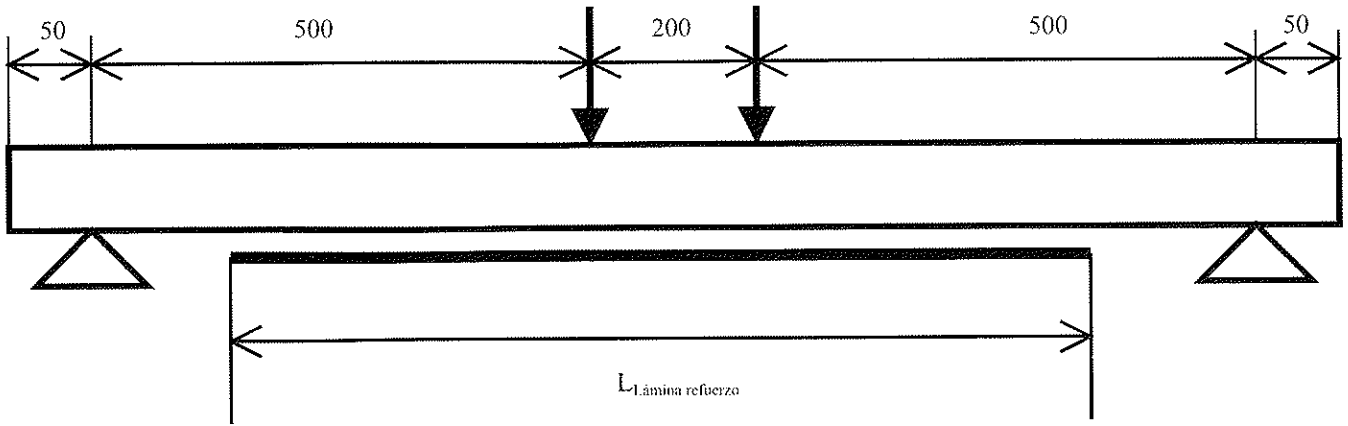


Figura 7: Esquema de carga de las vigas.

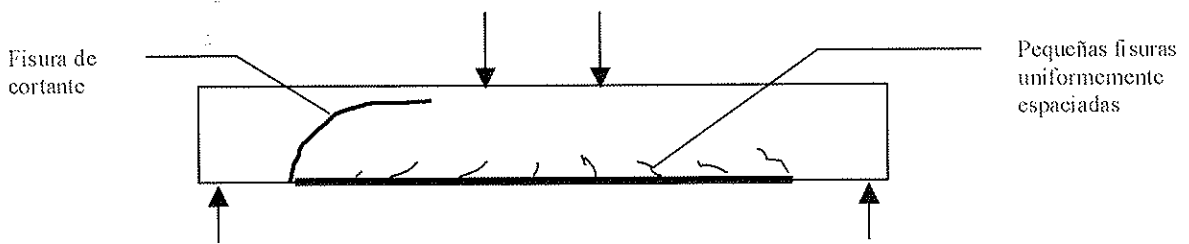


Figura 8: Rotura por cortante.

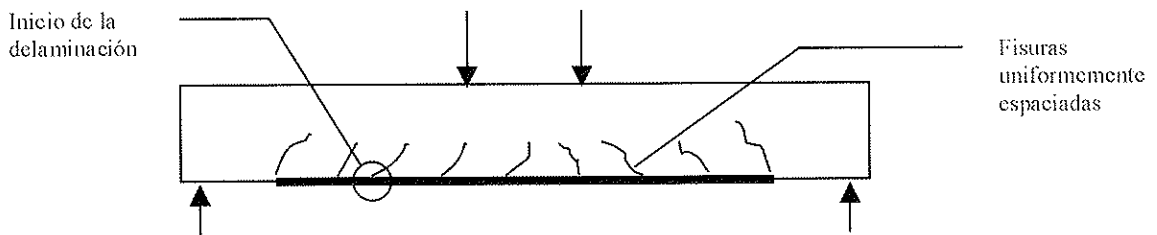


Figura 9: Rotura por delaminación.

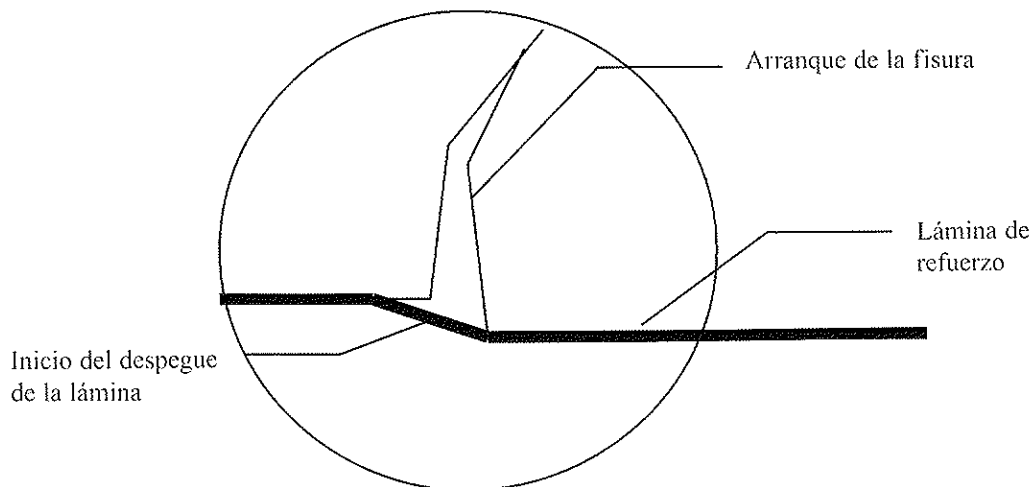


Figura 10: Detalle inicio delaminación.

El modo de rotura 1, se ha producido únicamente en las vigas-probeta de hormigón H-12,5 y con el refuerzo de laminado de fibras.

Respecto al modo de rotura 2, se ha presentado en el resto de los casos de vigas-probeta reforzadas.

El tercer tipo de modo de rotura, se ha producido únicamente en el caso del refuerzo con el laminado de fibras y en el ciclo completo correspondiente al ambiente de saturación de agua.

Una vez realizados los ensayos, estudiado los modos de fallos y obtenidos los resultados de la extensometría, se ha procedido a analizar los resultados obtenidos en las vigas-probeta, representando gráficamente estos resultados, en los siguientes tipos de figuras genéricas, presentando a continuación una muestra de las obtenidas:

1. Carga aplicada-Deformación en el centro del vano

En la relación de resultados obtenidos en esta representación gráfica (figuras 11 y 12), se ha podido observar como los refuerzos formados por un laminado de fibras (figura 11), dan una mayor rigidez al conjunto. De este modo, la fisuración observada es escasa con anchuras de fisura muy pequeñas, hasta el momento de rotura. Esto es debido a su sobredimensionamiento a flexión, ya que ha sido diseñado a esfuerzo rasante y no por resistencia, esto ha exigido una anchura del laminado de refuerzo muy superior a la estrictamente necesaria.

En los sistemas de refuerzo formados por un tejido de fibras (figura 12), la flexibilidad del conjunto es mucho mayor, observándose una mayor intensidad en la fisuración y en la apertura de la misma a medida que se produce el incremento de la carga. Es por ello, por lo que se ha

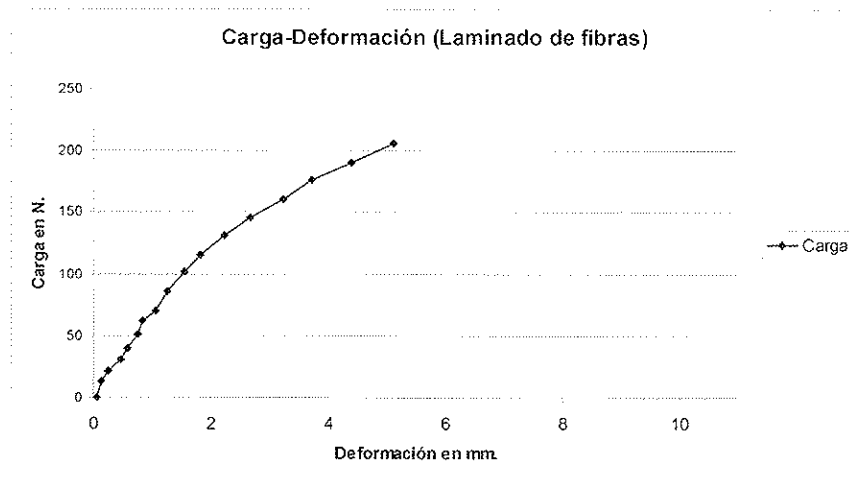


Figura 11: Gráfica de resultados para el sistema de refuerzo de laminado de fibras.

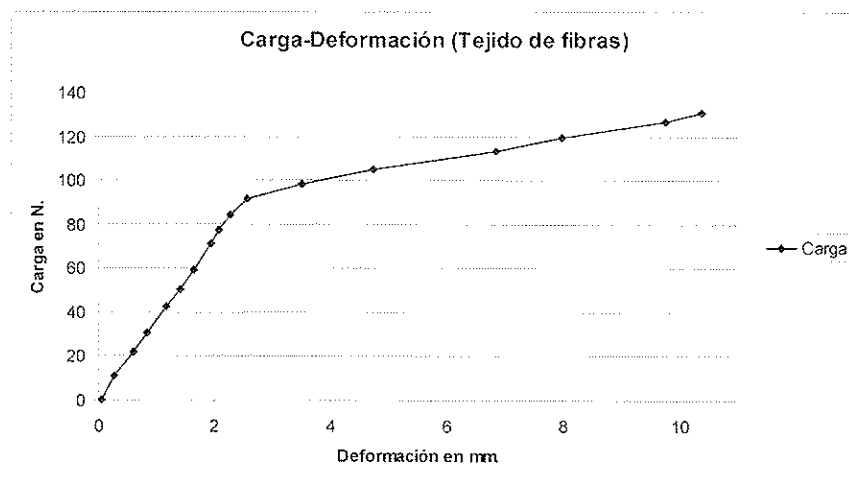


Figura 12: Gráfica de resultados para el sistema de refuerzo de tejido de fibras.

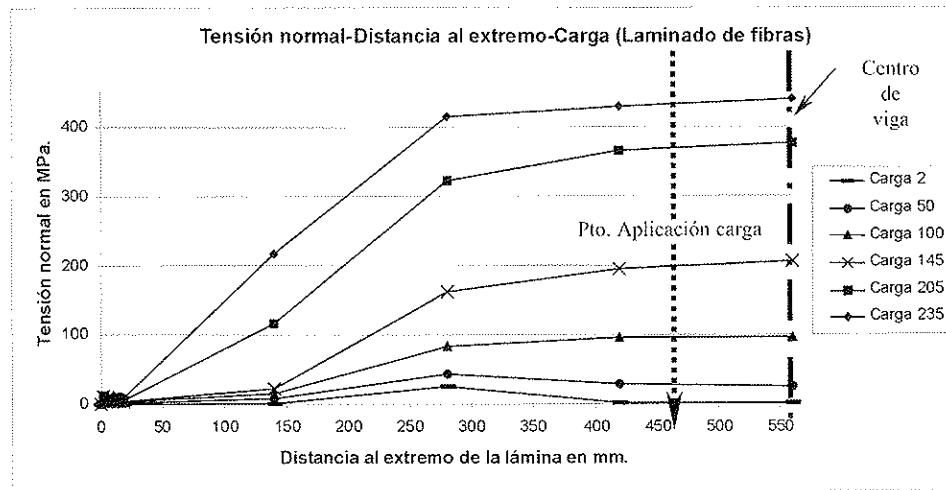


Figura 13: Gráfica de resultados "Tracción de la lámina-Distancia al extremo-Carga aplicada" obtenidos de la extensometría.

podido apreciar claramente el fenómeno de la delaminación, en estos casos.

2. Tracción de la lámina-Distancia al extremo de la lámina-Carga aplicada

En la figura 13 se representan los resultados correspondientes al esfuerzo de tracción que se genera en la lámina de refuerzo durante los distintos escalones de carga que han sido representados.

En este gráfico se puede observar como la tracción alcanza su valor máximo en el centro de la lámina de refuerzo, manteniéndose prácticamente constante, hasta que se aproxima al extremo de la lámina de refuerzo donde se produce un descenso de la misma. Esta variación, es la que produce el incremento de la tensión rasante a medida que se alcanza el extremo de la lámina de refuerzo.

3. Tensión rasante lámina-hormigón-Distancia al extremo de la lámina-Carga aplicada

Las figuras 14 y 15, representan el esfuerzo de rasante que aparece entre la lámina de refuerzo y el hormigón al cual se ha adherido la citada lámina. La tensión rasante, se obtiene a partir de la variación del esfuerzo longitudinal en la lámina, en la distancia comprendida entre extensómetros, dividida entre la superficie de contacto lámina-hormigón en la citada distancia. En este caso se puede comprobar como aparece un fuerte incremento de la tensión rasante en el extremo de la lámina, esto es debido, a la transmisión desde la lámina, del esfuerzo de tracción correspondiente a la misma, al hormigón de la viga al cual se encuentra adherida.

Para conocer de modo más preciso la variación de las características del hormigón en el tiempo de duración de los ensayos, se introdujeron junto a las vigas-probeta en las cámaras climáticas, dos probetas cilíndricas de cada tipo de hormigón. El ensayo a compresión simple de estas probetas se realizó

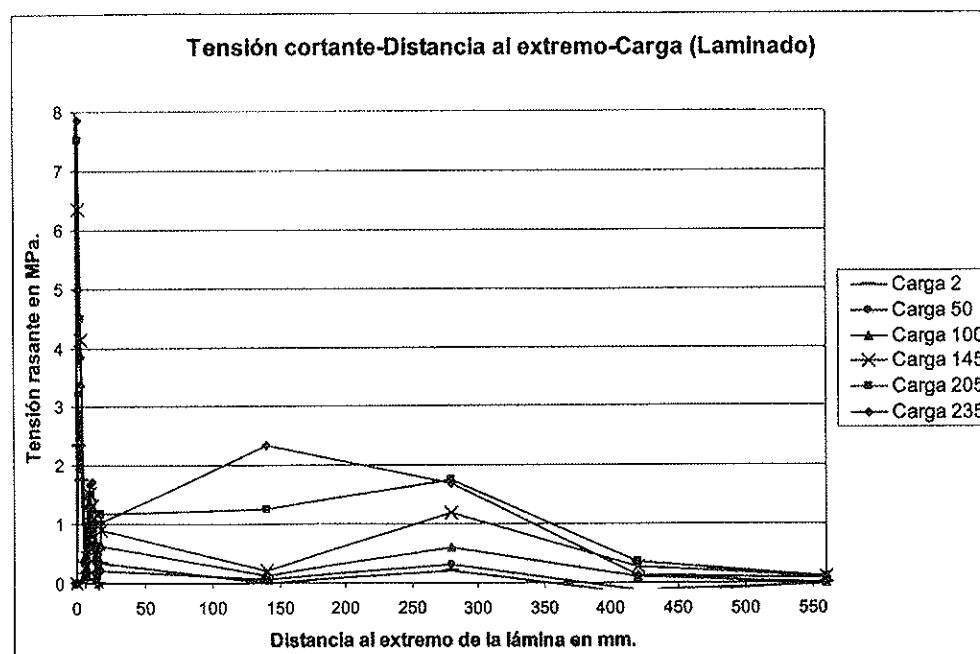


Figura 14: Gráfica de resultados "Tensión Rasante Lámina-Hormigón-Distancia al extremo-Carga aplicada" obtenidos de la extensometría.

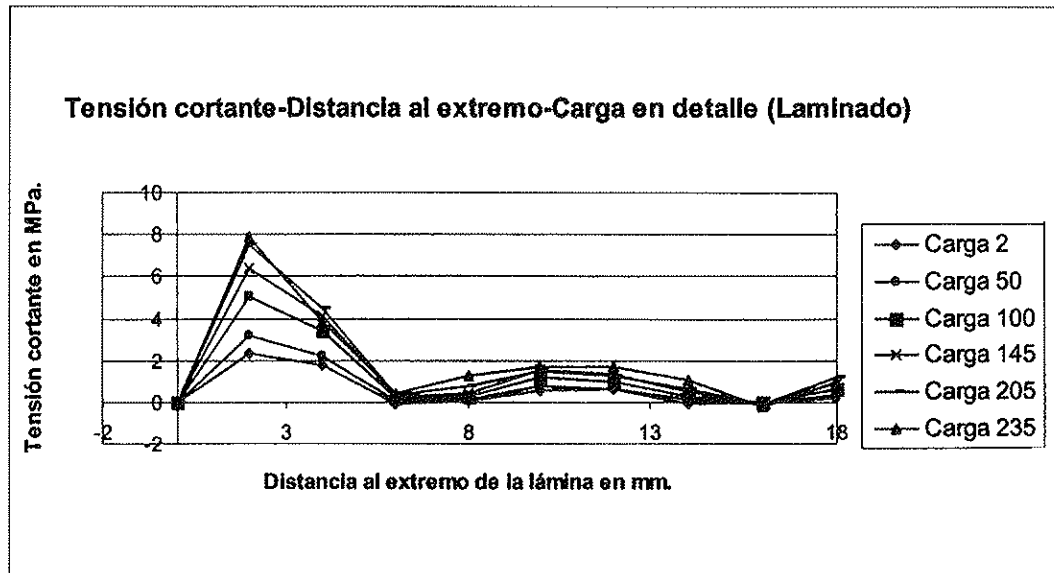


Figura 15: Gráfica de resultados "Tensión Rasante Lámina-Hormigón, Distancia al extremo, Carga aplicada" obtenidos de la extensometría en el extremo de la lámina.

simultáneamente con los ensayos de las vigas-probeta. De esta forma se pretendía ajustar del modo más preciso posible los cálculos realizados, conociendo las características de los hormigones utilizados en los distintos tipos de ambientes ensayados.

11. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Los resultados de los ensayos de flexión realizados se han comparado con los correspondientes a vigas sin envejecer, obteniéndose las siguientes relaciones (Tabla 2):

De los ensayos realizados se puede observar que en estos ensayos, el tipo de refuerzo utilizado ha influido en el comportamiento del sistema, de modo que para el sistema de refuerzo formado por el laminado de fibras, el sistema dispone de mayor rigidez que el formado por un tejido de fibras embebido en resinas, debido al sobredimensiona-

miento a flexión que presenta. Esta mayor rigidez influye en la menor fisuración que se produce en el sistema formado por el laminado donde los espesores de fisura alcanzados en el momento de rotura, no han superado los 0,2 mm en ninguno de los casos.

El sistema de refuerzo en base a un tejido de fibras embebido en un conjunto de resinas ha tenido menor rigidez y la fisuración producida en este caso ha sido mucho más acusada obteniéndose espesores de fisura con valores incluso superiores a los 0,5 mm en la gran mayoría de los casos.

Este comportamiento del conjunto influye en la forma de rotura del sistema, de modo que se ha podido observar, que en lo referente a la aplicación de cargas puntuales, el sistema menos rígido es más susceptible de presentar la rotura por delaminación. Este tipo de rotura se presenta por un desplazamiento vertical originado entre los labios de la fisura, el cual produce un esfuerzo a tracción perpendicular a la lámina que produce la fisuración horizontal del hormigón y por tanto el desprendimiento de la lámina en toda su longitud.

Tabla 2: Resultados de disminución de resistencia frente a vigas de referencia con carga

DISMINUCIÓN DE RESISTENCIA FRENTE VIGAS DE REFERENCIA CON CARGA			TIPO DE REFUERZO Y HORMIGÓN			
			Laminado		Tejido de fibras	
			12,5 MPa	25 MPa	12,5 MPa	25 MPa
CICLO	HUMEDAD	1/2 CICLO	0,922	1,061	1,205	1,046
		FIN CICLO	0,917	0,968	0,859	0,950
	SEQUEDAD	1/2 CICLO	0,950	0,920	1,045	1,050
		FIN CICLO	1,067	0,957	0,887	0,957
	SATURACIÓN	1/2 CICLO	1,050	1,087	1,000	1,176
		FIN CICLO	0,893	0,904	0,842	1,012

En el caso de las vigas correspondientes al ambiente de saturación de agua, se ha podido observar como se ha producido la delaminación interna del laminado de fibras.

De los datos de la experimentación realizada, se puede observar como el valor correspondiente al incremento de tensiones rasantes, (valores comprendidos entre 1,4 y 2,5), se mantiene en unas cuantías muy cercanas a las planteadas en la hipótesis inicial de trabajo que suponían un factor multiplicador de valor máximo de 2, de incremento de tensiones rasantes, respecto a las calculadas por las formulas tradicionales de resistencia de materiales.

Estos valores se han obtenido mediante unos sistemas de refuerzo, en los cuales la longitud de anclaje, se ha visto considerablemente reducida frente a las longitudes recomendadas por los fabricantes (dimensiones comprendidas entre 10 y el 30 % del valor estrictamente recomendado).

Por ello, a primera vista, se puede deducir que el incremento de tensiones rasantes en los extremos de la lámina, podría quedar cubierto con longitudes de anclaje inferiores a las recomendadas por los fabricantes, siempre que se compruebe la seguridad a un pico de tensiones, comprendido entre 2 y 2,5 del correspondiente al rasante calculado por los métodos tradicionales.

En los casos en los que la rotura se ha producido por delaminación el incremento de tensiones ha sido ligeramente superior, este incremento habría disminuido si el tipo de rotura hubiese sido por adherencia y no por el fenómeno de delaminación.

En lo referente a la influencia de los ambientes climáticos sobre las probetas reforzadas, se ha podido observar que los que han afectado en mayor grado a las probetas son los correspondientes al ciclo de Humedad-Sequedad y el de Temperatura constante 50 °C.

Dentro de los diferentes ambientes de exposición, se ha podido comprobar que el grado de afección es mayor en aquellos casos en los que el hormigón es de menor calidad. De esta manera se han podido apreciar disminuciones de la resistencia del sistema de refuerzo, de un orden de magnitud entre el 10 y el 15% en aquellas probetas donde la resistencia del hormigón es de 12,5 MPa en los ambientes correspondientes a Humedad-Sequedad y Temperatura constante 50 °C.

Para aquellos casos en los que el hormigón es de una calidad superior, hormigón de 25 MPa la disminución de resistencia de los sistemas de refuerzo, es en todos los casos ensayados de un orden de magnitud inferior al 10 %.

12. CONCLUSIONES

De los resultados experimentales se puede observar que un aspecto importante a tener en cuenta, a la hora de aplicar este

tipo de sistemas de refuerzo, es la calidad del hormigón base, ya que una menor calidad influye en un descenso más acusado de la resistencia del refuerzo en los diferentes ambientes.

Respecto a los ambientes ensayados, los ciclos de humedad-sequedad afectan especialmente a los hormigones de peor calidad. El ambiente correspondiente a la temperatura constante de 50°C afecta igualmente a los hormigones de peor calidad, aunque para hormigones de calidad superior, también se ven afectados siendo el grado de afección menor. El ambiente correspondiente a la saturación es el que ha presentado una menor incidencia. En este mismo ambiente y en el caso del laminado de FRP, con el hormigón de mayor calidad, se ha producido la rotura de la matriz del laminado en las probetas que han tenido mayor tiempo de exposición.

Las disminuciones de resistencia observadas en los sistemas de refuerzo, en los ambientes de exposición que han resultado más agresivos, correspondientes a los ciclos de Humedad/Sequedad y Temperatura constante 50 °C, responden a un orden de magnitud comprendido entre el 10 y el 15%.

En las consideraciones anteriores, debe tenerse en cuenta la dispersión de los resultados de ensayo, que habitualmente acompañan a este tipo de materiales. Las conclusiones están fundadas en los valores finales de los ciclos, dado que a mitad de los mismos, los resultados pueden estar influenciados por endurecimientos favorecidos por las condiciones térmicas y de humedad del ambiente de exposición, por lo que se han podido obtener valores de mejora de la resistencia.

En lo que respecta a la longitud de anclaje se ha podido observar que las especificaciones que marcan los fabricantes parecen razonablemente conservadoras, y que alternativamente se podrá considerar la validez de una verificación convencional a rasante con un factor multiplicador de 2 [] 2,5 desde el punto de vista de los resultados experimentales obtenidos, utilizando longitudes de anclaje inferiores a las recomendadas por los fabricantes.

13. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. H. Saadatmaneh & M.R. Ehsani, "Fiber composites in infrastructure", ICCI'98. Tucson-Arizona; 3-4 Enero, 1998.
2. Proceedings, "European conference on materials", ECCM'8. Nápoles, Italia; 3-6 Junio, 1998.
3. Conference report, "Composite Construction Conventional and Innovative", IABSE. Zurich, 16-18 Septiembre, 1997.
4. Proceedings, "Non-Metallic (FRP) Reinforcement for concrete structures", RILEM. Ghent; 23-25 Agosto, 1995.

"Prediction of Failure Load of R/C Beams Strengthened with FRP Plate Due to Stress Concentration at the Plate End" Malek, Saadamanesh, Ehsani. ACI Structural Journal, Marzo-Abril, 1998.

SEMINARIOS TORROJA

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Ciclo n.º 40: Otoño de 2002

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 los jueves alternos a las 12.00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el trigésimo noveno ciclo, correspondiente al otoño de 2002, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
10 de octubre	José Ignacio González Esteban Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos FCC Construcción, S.A.	<i>Construcción de puentes de dovelas prefabricadas por avance en voladizo</i>
24 de octubre	Ángel Ortiz Bonet Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Tierra Armada, S.A. Manuel Burón Maestro Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos JAMIR, S.L.	<i>Forjados de losas alveolares</i>
7 de noviembre	Jesús de la Quintana Ingeniero Industrial LABEIN, Bilbao	<i>El diseño de la Seguridad ante Incendio mediante la Ingeniería del Fuego</i>
21 de noviembre	Enrique Nuere Matauco Dr. Arquitecto Escuela TS de Arquitectura, UPM Ángeles Hernández-Rubio Muñoyerro Arquitecto Instituto Eduardo Torroja, CSIC	<i>Restauración de armaduras de madera: La Iglesia de Santa María del Castillo de Macotera</i>
5 de diciembre	María Cruz Alonso Alonso Dra. en Ciencias Químicas Instituto Eduardo Torroja, CSIC	<i>Comportamiento de hormigones a altas temperaturas</i>
19 de diciembre	Michael Danzinger Doctor en Ciencias Químicas Director del Centro Tecnológico de SIKA, Japón Juan de Dios Izquierdo Díaz Químico Industrial SIKA España	<i>Comportamiento de hormigones a altas temperaturas</i>

Estudio numérico y experimental sobre refuerzo de nudos de estructuras de hormigón con CFRP

Numerical and experimental study on CFRP strengthening of concrete beam-column connections

A. Recuero⁽¹⁾, J.P. Gutiérrez⁽¹⁾, C. López⁽¹⁾, A. de Diego⁽¹⁾
L. Castejón⁽²⁾, A. Miravete⁽²⁾, J. Cuartero⁽²⁾

(1) Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC
(2) Departamento de Ingeniería Mecánica, Universidad de Zaragoza

RESUMEN

En este trabajo se presenta un estudio numérico y experimental sobre el refuerzo de elementos estructurales de hormigón armado mediante materiales compuestos avanzados.

Se han ensayado probetas a escala 1:1 simulando nudos de unión viga-columna de estructuras de hormigón armado. Las probetas se han dañado y se han reparado mediante la inyección de las fisuras con resina epoxi y el pegado de bandas de polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP). Una vez reparadas, las probetas se han ensayado hasta rotura.

Se ha llevado a cabo un análisis mediante el método de los elementos finitos del comportamiento del nudo de hormigón armado antes y después de ser reparado con las bandas de CFRP.

SUMMARY

This paper describes a numerical and experimental analysis of the repair of reinforced concrete structural elements with advanced composite materials.

The tests were conducted on full-scale specimens simulating beam-to-column connections of reinforced concrete structures. The specimens were damaged and repaired by filling cracks with epoxy and gluing carbon fiber reinforced polymers (CFRP) sheets. The repaired specimens were tested to failure.

A finite element method analysis of both the RC specimen connection, and the RC specimen connection repaired with CFRP was performed.

I. INTRODUCCIÓN

La utilización de materiales compuestos avanzados para el refuerzo de estructuras se está imponiendo cada vez más debido a su ligereza y buenas propiedades mecánicas. Además de reducir la carga muerta sobre la estructura, su colocación puede realizarse de forma muy rápida, con pocos operarios y sin necesidad de utilizar maquinaria pesada con todo lo que ello supone de cara a la permanencia en servicio de la estructura. En este trabajo se presenta un estudio numérico experimental sobre el refuerzo de elementos estructurales de hormigón armado mediante el pegado de bandas de fibra de carbono y resina epoxi.

Se han utilizado probetas que simulan una unión viga-columna de hormigón armado a escala 1:1. Estas probetas se han dañado aplicándoles ciclos de carga y descarga, se han reparado utilizando laminados de fibra de carbono y resina epoxi y se han ensayado de nuevo para evaluar la efectividad de la reparación.

Los ensayos han servido también para validar modelos numéricos basados en el MEF que consideran los distintos materiales y son capaces de reproducir el comportamiento de este tipo de estructuras antes y después de la reparación.

Estos trabajos son el resultado de la colaboración entre el Instituto Eduardo Torroja y el Dpto. de Ingeniería Mecánica de la Universidad de Zaragoza en el proyecto "Materiales Compuestos para su uso en refuerzo o rehabilitación de estructuras de edificación y de obra civil" (MAT97-1218-CO2-01), financiado por la CICYT. El Instituto ha llevado a cabo la parte experimental y el Dpto. de Ingeniería Mecánica ha realizado la modelización mediante elementos finitos del nudo de hormigón armado y del nudo dañado y reparado.

2. ESTUDIO EXPERIMENTAL

2.1. Descripción de las probetas

Las probetas ensayadas simulan una unión viga-columna de hormigón armado a escala 1:1. En la figura 1 se muestra un esquema de las mismas.

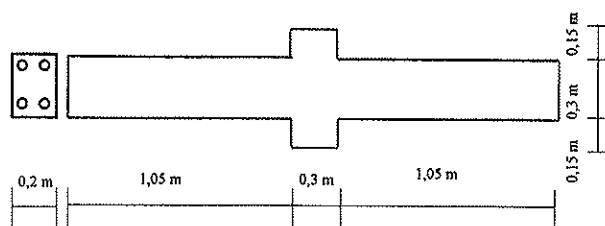


Figura 1: Esquema de las probetas.

La armadura longitudinal (4 ϕ 12 mm de acero B 500 S) se dispuso simétricamente, y como armadura transversal se colocaron cercos ϕ 6 mm del mismo acero cada 10 cm.

La resistencia del hormigón utilizado para fabricar las probetas ha sido la siguiente:

- Probeta n° 1: $R = 31,9 \text{ N/mm}^2$
- Probeta n° 2: $R = 28,3 \text{ N/mm}^2$

- Probeta n° 3: $R = 28 \text{ N/mm}^2$
- Probeta n° 4: $R = 22,6 \text{ N/mm}^2$
- Probeta n° 5: $R = 23,6 \text{ N/mm}^2$

2.2. Procedimiento de reparación

La reparación llevada a cabo en las probetas dañadas ha consistido básicamente en la inyección de las fisuras, la reconstrucción geométrica de la sección en las zonas con hormigón dañado, y el refuerzo mediante pegado de laminados de fibra de carbono y resina epoxi.

Las fisuras se inyectaron con Sikadur-52 Inyección, resina epoxi para inyecciones cuyas características se indican en la tabla 1.

Tabla 1: Propiedades de la resina de inyección

Densidad	1,09 kg/l
Resistencia a compresión	Aprox. 70-90 N/mm^2
Adherencia por tracción a hormigón	> 2 N/mm^2

Para el refuerzo se han utilizado laminados SIKA Carbodur que se presentan en forma de bandas de 50 mm de anchura y 1,2 mm de espesor que se cortan a la longitud deseada. Estos laminados tienen un comportamiento elástico-lineal hasta rotura. En la tabla 2 se indican sus propiedades mecánicas y en la tabla 3 las características del adhesivo empleado.

Tabla 2: Propiedades mecánicas del laminado Carbodur

Resistencia a tracción	>2400 N/mm^2
Alargamiento de rotura	1,4%
Módulo de elasticidad	150000 N/mm^2

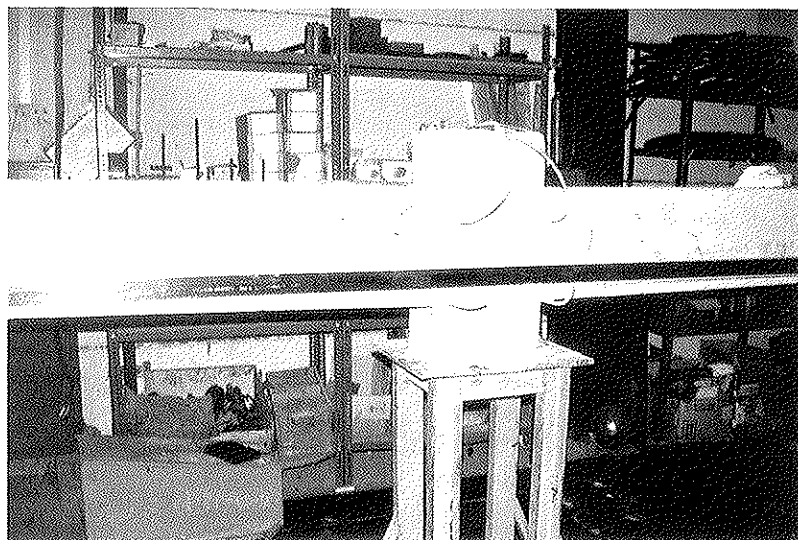


Figura 2. Reparación de las probetas.

Tabla 3: Propiedades mecánicas del adhesivo Sikadur-30

Resistencia a compresión	> 100 N/mm ²
Resistencia del adhesivo sobre acero	> 26 N/mm ²
Resistencia del adhesivo sobre hormigón	> 2 N/mm ² (rotura del hormigón)
Módulo de elasticidad	12800 N/mm ²

Cada probeta se reforzó con dos láminas de Carbodur, una en cada lateral, a la altura de la armadura de tracción. Se aplicó sobre la viga mediante espátula una capa de adhesivo (Sikadur 30) de aproximadamente 1 mm de espesor. Seguidamente se colocaron las láminas sobre una mesa, se limpiaron de todo tipo de partículas y suciedades y se les aplicó el mismo adhesivo mediante espátula con un espesor de 1 mm. A continuación se colocaron las láminas sobre la probeta y mediante un rodillo se presionaron contra el adhesivo.

2.3. Programa de ensayos

En una primera etapa se fabricaron cinco probetas que simulan una unión viga-columna a escala real y se ensayaron, una de ellas hasta rotura y las otras hasta alcanzar distintos niveles de deterioro. A continuación se repararon con materiales compuestos las probetas dañadas y se volvieron a ensayar, esta vez hasta rotura.

El procedimiento seguido en el ensayo fue similar para las probetas originales y para las reparadas. La carga se aplicaba en el punto medio de la probeta biapoyada, tal como se muestra en la figura 3. Para la aplicación de carga se utilizó una central hidráulica marca SCHENCK, modelo PP-165 de 165 l/minuto de caudal y presión de trabajo de 28 N/mm² y un actuador hidráulico SCHENCK con capacidad de 160 kN, cuyo control durante el ensayo se hizo por desplazamiento. Las flechas en el punto medio se midieron con dos captadores exteriores de desplazamiento marca SAN-EI, de tipo extensométrico y precisión de una centésima de mm. La adquisición de datos se realizó con una tarjeta multiplexora de DATA TRANSLATION, modelo DT-101-EZ.

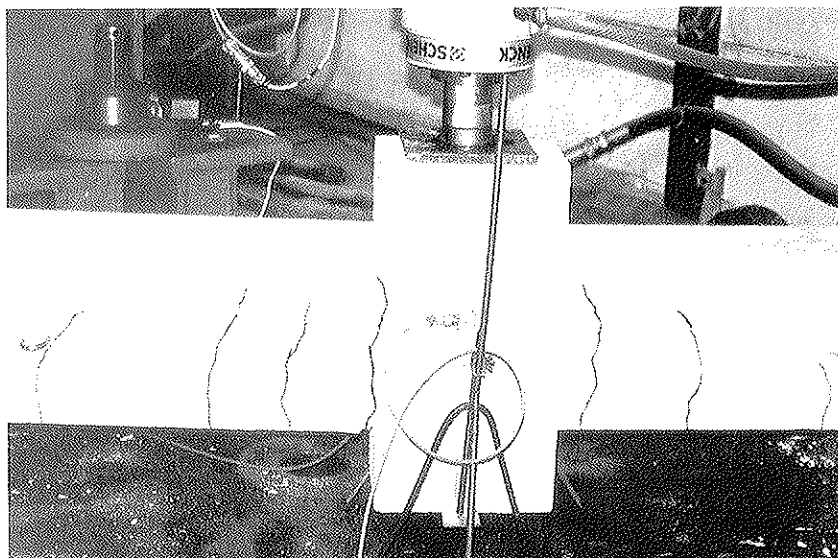


Figura 3. Ensayo de la probeta.

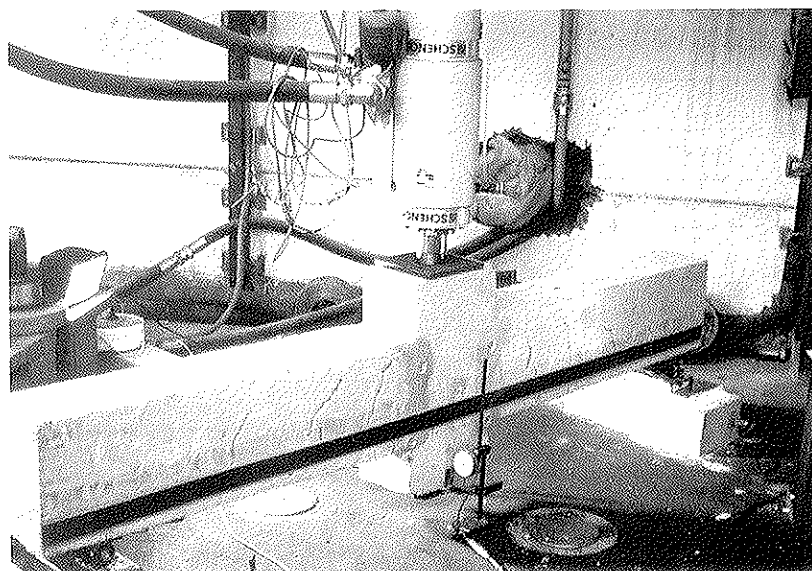


Figura 4. Ensayo de la probeta reparada.

Se aplicaron ciclos de carga y descarga incrementándose en cada ciclo el desplazamiento y descargando totalmente. En cada descarga se analizaba el nivel de deterioro de la probeta y su posible reparabilidad.

2.4. Resultados experimentales

En las siguientes figuras se representan las curvas fuerza-desplazamiento obtenidas en los ensayos. La probeta n° 1 se ensayó hasta rotura mientras que en las restantes se alcanzaron distintos niveles de deterioro, reparándose a continuación y ensayándose de nuevo.

La rotura de las probetas reparadas fue provocada por el despegue de la banda de fibra de carbono, y se produjo para

una carga superior a la carga de rotura de las probetas originales. El comportamiento de las probetas que habían sido dañadas en distinto grado, una vez reparadas fue similar. Esto es debido a que el refuerzo de carbono es quien gobierna el comportamiento de la pieza reparada, que es sustancialmente distinto del de la pieza original sin refuerzo. Mientras que en la pieza original se produce una concentración plástica en la unión, la banda de fibra de carbono pegada al nudo en la pieza reparada hace que el comportamiento sea elástico. Hay que indicar que en estos ensayos el refuerzo estaba sobredimensionado ya que había que colocar como mínimo una banda a cada lado de la probeta y las bandas utilizadas se fabrican con secciones estándar. Se considera necesario realizar más ensayos con un menor sobredimensionamiento del refuerzo para conseguir una respuesta seccional más dúctil.

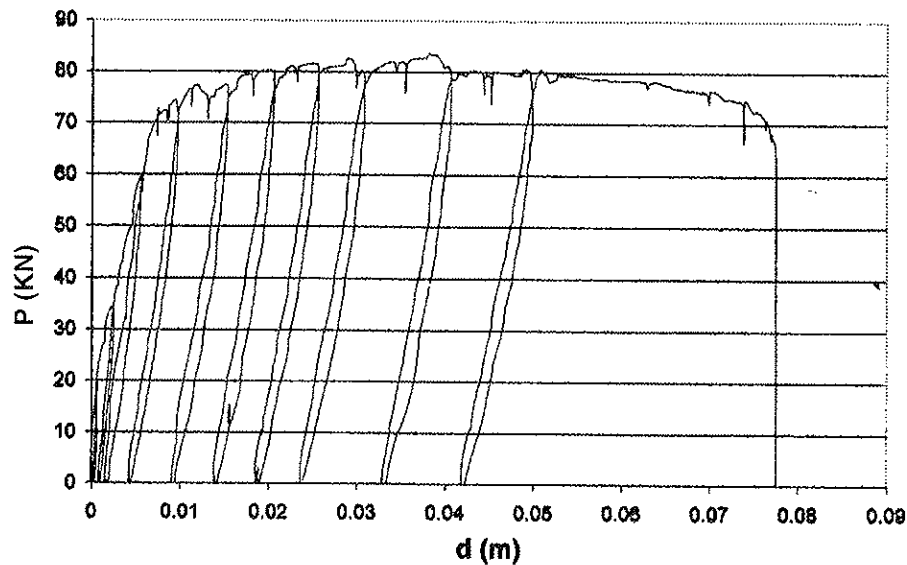


Figura 5. Ensayo probeta n° 1.

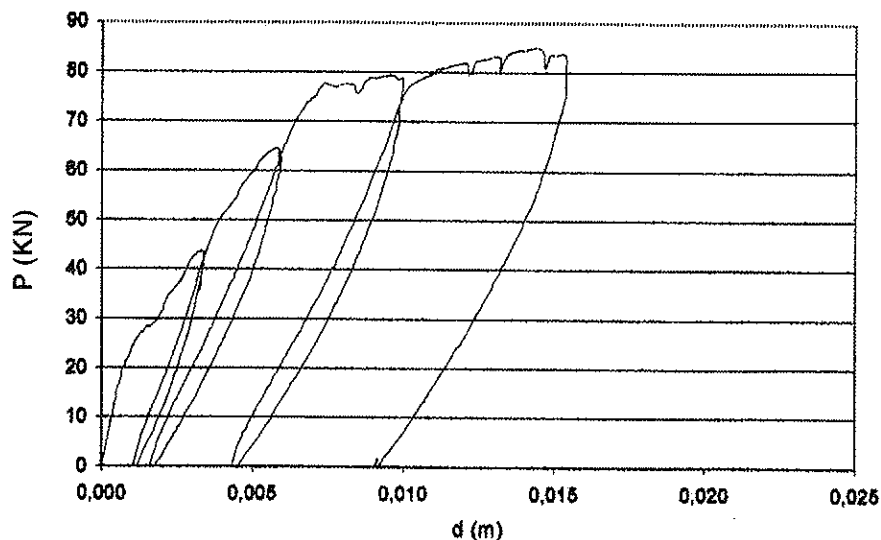


Figura 6: Ensayo probeta n° 2.

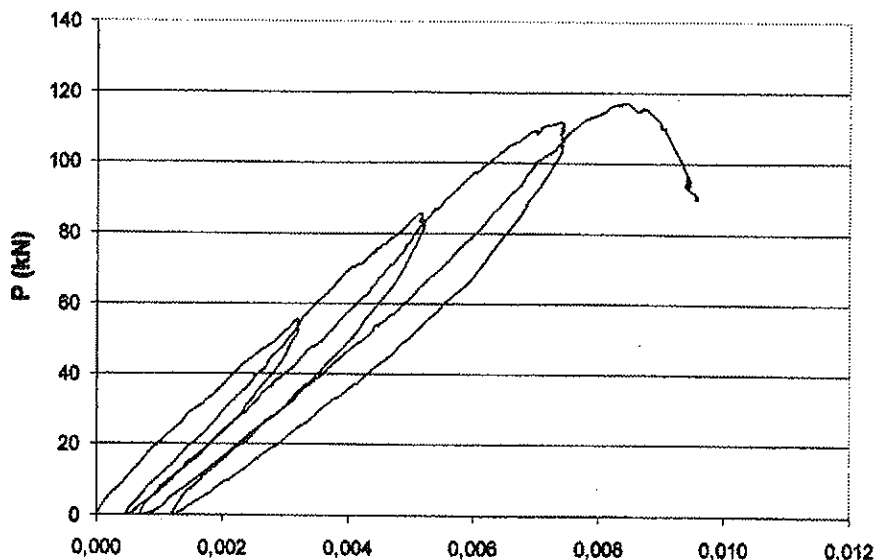


Figura 7. Ensayo probeta nº 2 reparada.

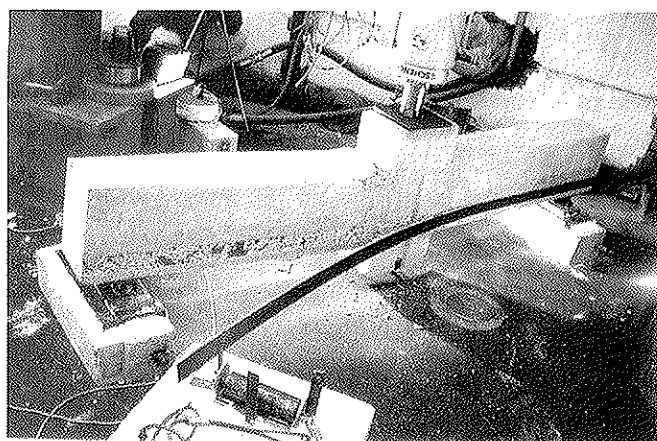


Figura 8. Despegue de la lámina de CFRP.

3. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DEL NUDO DE HORMIGÓN Y DEL NUDO REPARADO CON LAMINADOS CARBONO/EPOXI

3.1. Descripción de los modelos de material utilizados

3.1.1. Hormigón

El comportamiento mecánico del hormigón ha sido simulado por medio de la teoría general de la elasticidad en el rango elástico lineal y mediante un modelo de agrietamiento, que define su comportamiento a partir de la aparición de las primeras fisuras. Se desarrollan cálculos constitutivos de modo independiente para cada punto material en el modelo de elementos finitos. La presencia de agrietamiento se introduce en los cálculos, definiendo la forma en la que éstos afectan a las tensiones y la rigidez del material asociada en cada punto material.

El criterio de Rankine, utilizado para detectar el inicio del agrietamiento, consiste en determinar que una grieta se forma cuando la máxima tensión principal excede la resistencia a tracción del hormigón. Está basado en consideraciones de fractura en Modo I. Se considera que la superficie de la grieta

es normal a la dirección de la tensión principal que la ha provocado, posteriormente se pueden formar otras grietas ortogonales a las ya existentes. Debido a la existencia de grietas se incorpora un comportamiento anisótropo del material frágil.

Una grieta se considera irre recuperable en el sentido que, una vez que se produce, se mantiene a lo largo del cálculo, sin embargo, se permite su cerrado y reapertura.

Una vez que la grieta se ha producido se introduce un modelo lineal posterior al fallo que determina la relajación de tensiones y rigidez del material en función de la deformación de fractura en cada dirección principal. El área encerrada bajo la curva de tensiones posterior al inicio del agrietamiento, mostrada en la figura 9, depende de la Energía de Fractura en Modo I (G_f^I), de la resistencia a tracción del material (σ_t) y de la longitud característica del elemento finito (h) como aparece en la ecuación (1).

$$e_0 = \frac{2G_f^I}{\sigma_t h} \tag{1}$$

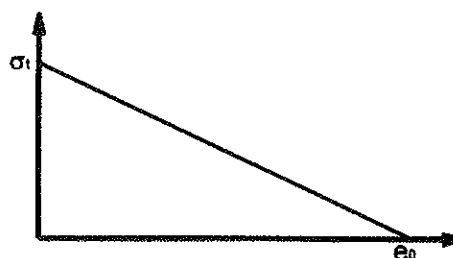


Figura 9. Curva tensión -deformación de fractura, que define el comportamiento del material en una dirección tras el agrietamiento.

Tabla 4. Valores que definen el modelo de comportamiento del hormigón utilizado

E	v	G_f^I	σ_t	h
30 GPa	0,2	124 N/m	3,2 MPa	6,76 mm

3.1.2. Laminado de fibra de carbono unidireccional y resina epoxi

El modelo de comportamiento elástico para materiales laminados, en base a la teoría de cortadura de primer orden, para este material ha sido implementado en una subrutina de Fortran, que se incorpora en el código comercial abierto de elementos finitos. En esta subrutina también se define el comportamiento del material una vez que alguno de los valores máximos de deformación en las direcciones principales sea superado, de modo que la pérdida de rigidez en el elemento correspondiente sea llevada a cabo a lo largo de 100 incrementos temporales, con objeto de evitar las ondas de tensión que producirían una reducción drástica de las tensiones.

Las propiedades mecánicas necesarias para la aplicación de teoría de cortadura de primer orden de este material se resumen en las tablas siguientes.

Tabla 5. Propiedades elásticas del laminado carbono/epoxi

E_1	E_2	G_{12}	G_{13}	G_{23}	ν_{12}
148 GPa	9,65 GPa	7,17 GPa	7,17 GPa	3,45 GPa	0,3

Tabla 6. Propiedades resistentes del laminado carbono/epoxi

X	X'	Y	Y'	S_{12}	S_{13}	S_{23}
1314 MPa	1220 MPa	43 MPa	168 MPa	48 MPa	48 MPa	60 MPa

3.1.3. Acero

La armadura del hormigón está constituida por acero B 500 S, cuyo comportamiento ha sido implementado mediante el modelo elasto-plástico de Von Mises, en términos de tensión y deformación reales, obtenidos a partir del ensayo de tracción del acero.

3.1.4. Resina epoxi

En los elementos correspondientes a las grietas rellenas con resina epoxi se han aplicado las propiedades mecánicas correspondientes a este material.

3.2. Modelos de elementos finitos utilizados

Se desarrollaron dos modelos de elementos finitos, el primero de ellos correspondiente a una cuarta parte del nudo de hormigón armado intacto, mientras que el segundo representaba una cuarta parte del nudo de hormigón anterior, después de ser ensayado y reparado, por lo que incorporaba la definición de las grietas aparecidas en el hormigón rellenas con resina y la pletina de fibra de carbono y resina epoxi utilizada en la reparación. Los modelos desarrollados representan una cuarta parte de la viga, debido a que se ha aprovechado la existencia de dos planos de simetría de geometría y condiciones de carga y contorno.

3.2.1. Nudo de hormigón armado intacto

En la tabla 7 se muestran los grupos y elementos constituyentes, pertenecientes al modelo del nudo de hormigón armado intacto. Este modelo posee 15272 elementos.

3.2.2. Nudo de hormigón armado reparado

En la siguiente tabla (tabla 8) se muestran los grupos y elementos constituyentes de cada uno, pertenecientes al modelo de elementos finitos del nudo de hormigón armado reparado. Se puede observar cómo el grupo correspondiente al nudo agrietado no cuenta con los elementos finitos en los que se ha encontrado agrietamiento en la realización del cálculo con el nudo intacto. Dichas zonas agrietadas fueron rellenas con resina epoxi, por lo que los elementos finitos localizados en tal ubicación fueron definidos con propiedades de resina. Este modelo posee un total de 15464 elementos.

3.2.3. Resultados

En este apartado se muestran los resultados del cálculo llevado a cabo con los modelos numéricos desarrollados, tanto para el nudo de hormigón armado intacto, como el reparado. Se ha seguido con especial atención la progresión de las fisuras en el hormigón armado, la plastificación en los refuerzos longitudinales de acero para diferentes desplazamientos del actuador, la degradación de las pletinas de fibra de carbono-epoxi para el nudo reparado, y la evolución de la energía de deformación. Además, se ha obtenido la curva fuerza-desplazamiento del actuador, que comparada con el homólogo resultado experimental proporciona el grado de correlación obtenido con los modelos numéricos.

3.2.3.1. Nudo de hormigón armado intacto

En la tabla 9 se muestra, para diferentes valores de desplazamiento del actuador, la zona de hormigón que se encuentra agrietado.

En la figura 10 se muestra la evolución de la energía de deformación absorbida por la cuarta parte del nudo de hormigón frente al desplazamiento del actuador.

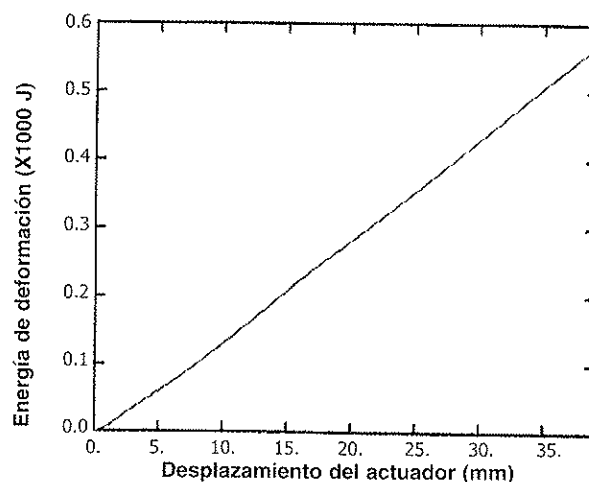


Figura 10. Energía de deformación de un cuarto del nudo de hormigón intacto frente a desplazamiento del actuador.

Tabla 7. Grupos y elementos utilizados en el modelo numérico del nudo de hormigón armado intacto

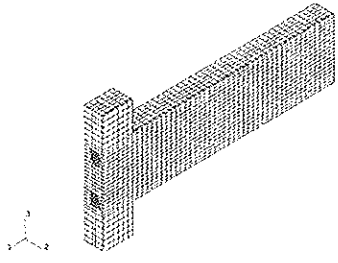
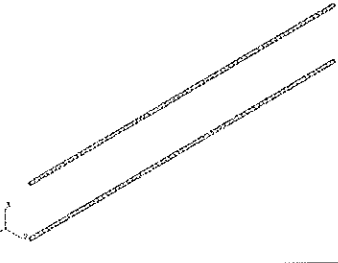
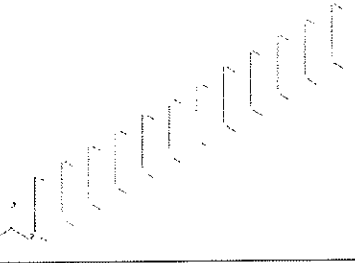
		
Viga Material: Hormigón 13632 elementos sólidos	Refuerzos longitudinales Material: Acero 1152 elementos sólidos	Refuerzos transversales Material: Acero 488 elementos viga

Tabla 8. Grupos y elementos utilizados en el modelo numérico del nudo de hormigón armado reparado

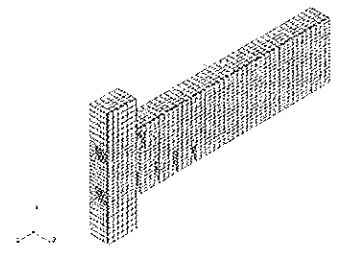
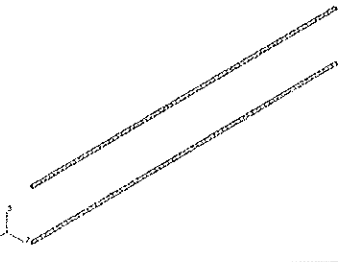
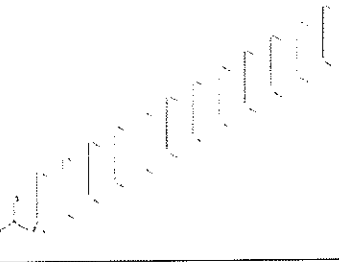
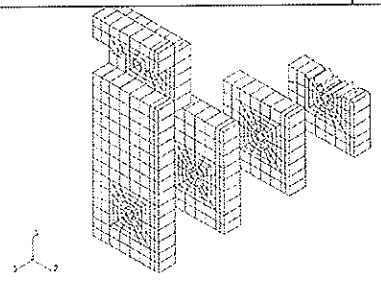
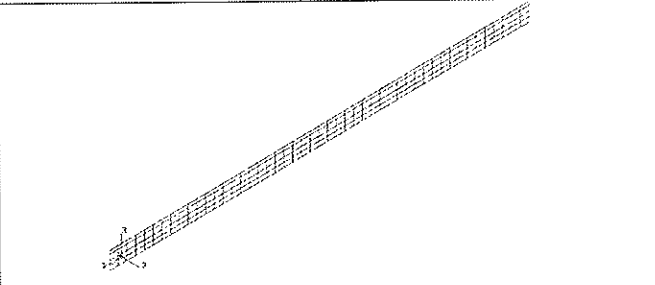
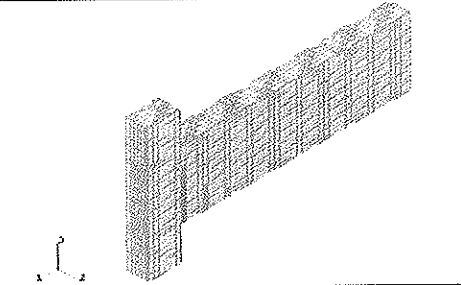
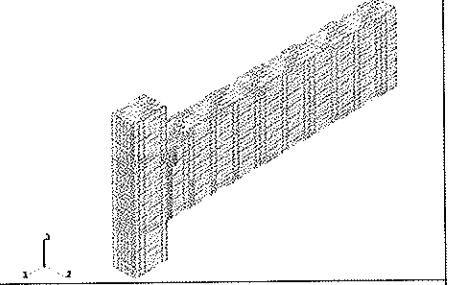
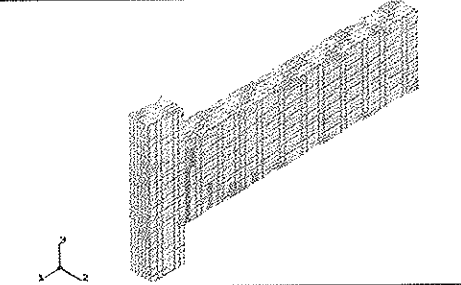
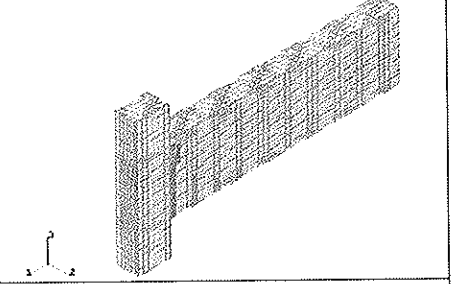
		
Nudo agrietado Material: Hormigón 13022 elementos sólidos	Refuerzos longitudinales Material: Acero 1152 elementos sólidos	Refuerzos transversales Material: Acero 488 elementos viga
		
Grietas reparadas en la viga Material: Resina epoxi 610 elementos sólidos	Pletinas externas de reparación Material: Fibra de carbono unidireccional y resina epoxi. 192 elementos lámina	

Tabla 9. Progresión del agrietamiento en el hormigón

	
desplazamiento del actuador = 4 mm	desplazamiento del actuador = 19 mm
	
desplazamiento del actuador = 25 mm	desplazamiento del actuador = 39 mm

La curva fuerza-desplazamiento del actuador obtenida con el modelo numérico analizado es multiplicada por un factor de 4, para obtener la curva correspondiente al nudo entero. La curva así obtenida puede ser comparada con la curva experimental homóloga mostrada en la figura 5, de modo que se comprueba el elevado grado de correlación conseguido entre resultados numéricos y experimentales.

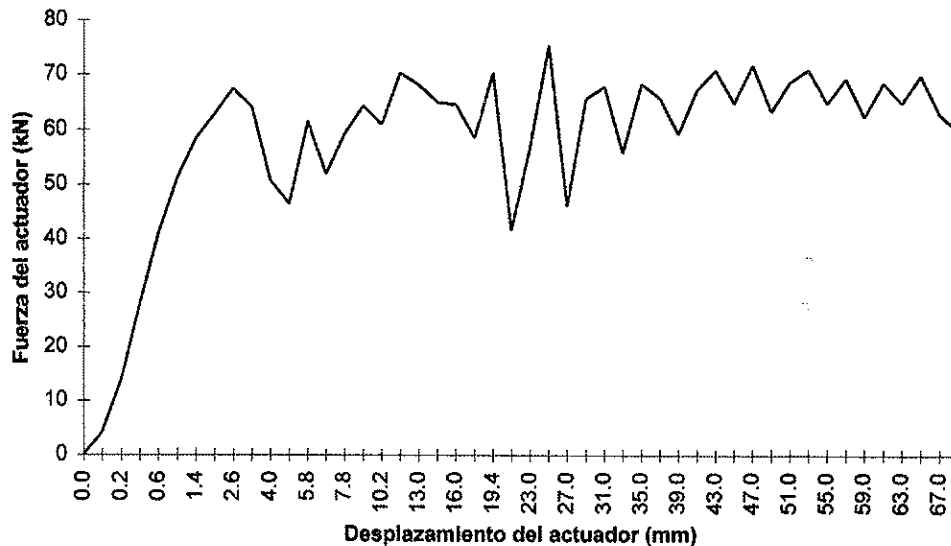


Figura 11. Curva fuerza-desplazamiento del actuador para el nudo intacto.

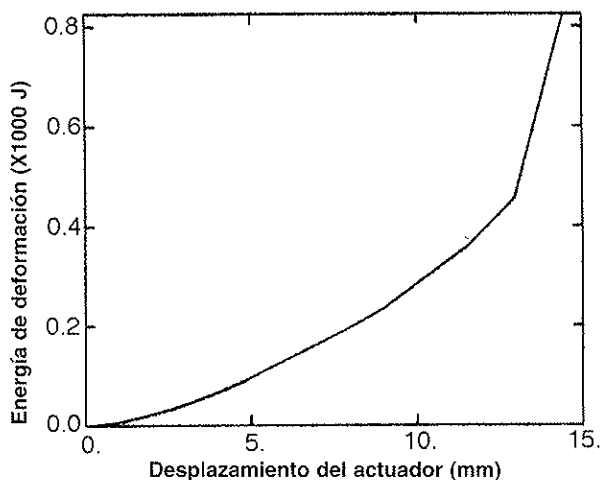


Figura 12. Energía de deformación de un cuarto del nudo de hormigón intacto frente a desplazamiento del actuador.

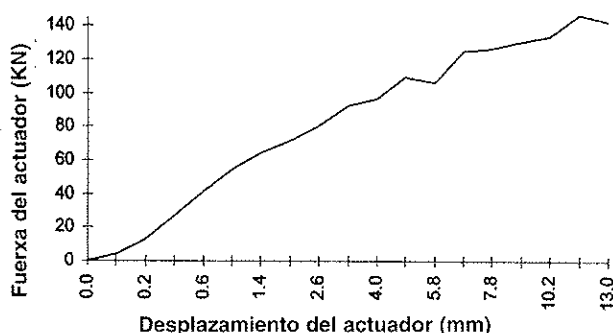


Figura 13. Curva fuerza-desplazamiento del actuador.

3.2.3.2. Nudo de hormigón armado reparado

En la tabla 10 se muestra, para diferentes valores de desplazamiento del actuador, la zona de hormigón que se encuentra fracturada.

En la figura 12 se muestra la evolución de la energía de deformación absorbida por la cuarta parte de la viga de hormigón frente al desplazamiento del actuador.

La curva fuerza-desplazamiento del actuador para el nudo completo, obtenida como en el caso anterior, puede ser comparada con la curva experimental homóloga mostrada en la figura 7, de modo que se comprueba el elevado grado de correlación conseguido entre resultados numéricos y experimentales.

4. CONCLUSIONES

En los ensayos realizados, la reparación con laminados carbono/epoxi se ha mostrado eficaz en tanto que restablece, e incluso mejora, la capacidad resistente del nudo. Sin embargo, se considera necesario realizar más ensayos con una menor cantidad de refuerzo para conseguir una respuesta seccional más dúctil.

Se han desarrollado modelos numéricos capaces de reproducir el comportamiento hasta la rotura de nudos de hormigón armado intactos y reparados, con un grado de correlación del 90%.

5. BIBLIOGRAFÍA

1. Neale, K.W. *FRPs for Structural Rehabilitation: a Survey of Recent Progress*. Progress in Structural Engineering and Material, Vol. 2, N.º 2, 2000, pp. 133-138

Tabla 10. Progresión del agrietamiento en el hormigón

desplazamiento del actuador = 4 mm	desplazamiento del actuador = 9 mm
desplazamiento del actuador = 11,5 mm	desplazamiento del actuador = 14,5 mm

2. Roberts, T.M.; Haji-Kazemi, H. *Theoretical Study of the Behaviour of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Externally Bonded Steel Plates*, Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Part 2, Vol. 87, N.º 9344, 1989, pp. 39-55.

3. Recuero, A.; Gutiérrez, J.P.; Miravete, A.; Cuartero, J. *Strengthening of Structures Using Advanced Composites*. Informes de la Construcción, Vol. 49, N.º 452, 1997, pp. 39-50.

4. Alarcón, E.; Recuero, A.; Perera, R.; López, C.; Gutiérrez, J.P.; De Diego, A.; Picón, R.; Flórez-López, J. *A Repairability Index for Reinforced Concrete Members Based on Fracture Mechanics*. Engineering Structures, Vol. 23, 2001, pp. 687-697.

5. Miravete, A. *Composite Materials in Building: Final*

Conclusions. Materiales de Construcción, Vol. 47, N.º 247-248, 1997, pp. 103-106.

6. Chen, W.F. *Plasticity in Reinforced Concrete*. Ed. Mc Graw-Hill, 1982.

7. Blaschko, M.; Niedermeier, R.; Zilch, K. *Bond Failure Modes of Flexural Members Strengthened with FRP*. Proceedings of the Second International Conference on Composites in Infrastructure, Tucson, AZ. Vol. 1, pp. 315-327.

8. Miravete, A. *Materiales compuestos*. Ed. A. Miravete, 2000.

9. Saadatmanesh, H.; Malek, A.M. *Design Guidelines for Flexural Strengthening of RC Beams with FRP plates*. Journal of Composites for Construction, Vol. 2, N.º 4, 1998, pp. 158-164.

El Catedrático Marí Bernat, primer Premio Internacional "José Calavera"

Antonio Marí Bernat, catedrático de Estructuras de Hormigón de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona, ha obtenido el primer Premio Internacional "José Calavera" establecido con carácter anual por la Asociación Nacional de Fabricantes de Ferralla (ANIFER), para el fomento, desarrollo e investigación de las armaduras para el hormigón estructural.

Al premio, dotado con 12.000 euros, han optado trabajos procedentes de tres países.

Con la nominación del premio como "José Calavera", ANIFER ha querido reconocer la labor internacional del profesor Calavera, Catedrático de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid y Presidente del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) para el progreso de la tecnología de las armaduras para el hormigón.

El trabajo premiado, en el que también ha colaborado el ingeniero de caminos Jordi Málaga que trata sobre un sistema de generación automática de bielas y tirantes en el hormigón estructural, ha sido seleccionado por un jurado integrado por el Presidente de ANIFER, Eloy Alonso; los profesores de la Escuela de Caminos de Madrid, Hugo Corres y Enrique González Valle; el responsable de ingeniería de Ferrovial, Santiago Pérez-Fadón, y el Director General de Calidad Siderúrgica, Antonio Gómez Rey.

La entrega del Premio tuvo lugar en el Ateneo de Madrid.

Dimensionado práctico de zapatas rígidas

Practical design of rigid footing

Luis Martínez Pérez

Dr, Ingeniero Aeronáutico
Catedrático E.U. de Construcción*



Esperanza Santiviáñez Santa Cruz

Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Profesor Asociado E.U.*



José Miguel Pérez Carrión

Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Profesor titular E.U.(*)

* Departamento de Ingeniería de la Construcción, Obras Públicas
e Infraestructura Urbana de la Universidad de Alicante

RESUMEN

El presente artículo ofrece las fórmulas y correspondientes tablas y gráficos que permiten dimensionar las armaduras de las zapatas rígidas así como determinar una geometría lógica de las mismas en función de las solicitaciones en arranque del pilar.

La expresión de aquellas en adimensionales permiten su uso de forma genérica y su posible introducción en un programa elemental con lenguaje Basic en máquinas programables manuales.

En todo ello se ha considerado el comportamiento por bielas preconizado en la actual Norma EHE.

Finalmente se hace un estudio a modo de observación que sirve para confirmar la bondad de la fórmula ofrecida.

SUMMARY

This paper offers the formulae and corresponding tables and graphs that permit to measure rigid footing reinforcing bars and to determine a logical geometry of them in terms of the forces applied to the column base.

The expression of them in nondimensional form permits their use in a generic way and their possible application in a elemental program with Basic language in manual programming machines.

The behavior by connecting rod preconized in the present Spanish EHE code has been considered.

Finally, a study showing the fitness of the offered formula is done.

1. CONSIDERACIONES PREVIAS

La actual Norma EHE en su apartado 59.4.1.1 retoma el cálculo de las armaduras de zapatas rígidas según el modelo de bielas ya contemplado, en su forma simplificada de cargas centradas, en la anterior Instrucción de 1968 (admitiendo también su cálculo por flexión conforme a la Norma de 1991); dando la figura y fórmula que se expresa a continuación:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85d} (X_1 - 0,25a) = A_s f_{yd}$$

Con $f_{yd} \geq 400 \text{ Mpa}$

Dado que las tensiones de respuesta del terreno suelen darse con valores admisibles (lo que conlleva que las cargas que actúen sobre él lo sean en sus valores característicos) resulta práctico utilizar estos últimos y mayorar posteriormente la tensión T obtenida de forma que la armadura resultante, en su capacidad mecánica, resultará inmediata de obtener de las correspondientes tablas:

$$U_s = T_d = T \cdot \gamma_f$$

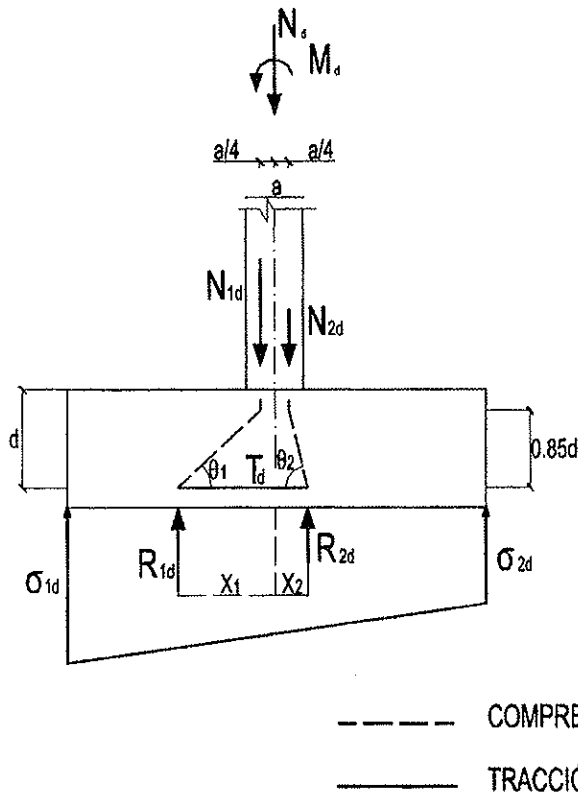
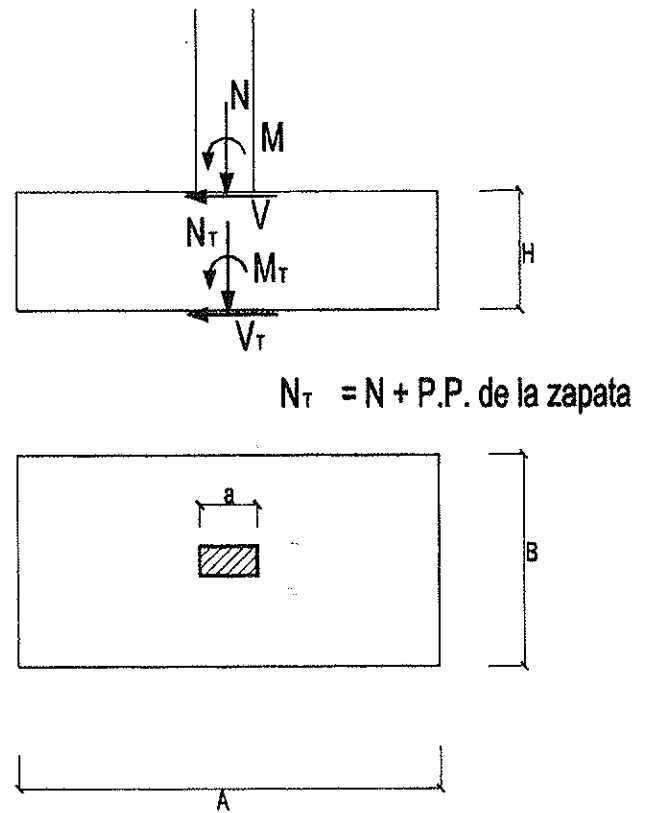


Figura 59.4.1.1.a



La diferencia, mayorando con el γ correspondiente a cargas variables, es prácticamente despreciable y, en todo caso, quedará del lado de la seguridad.

Dicha consideración nos permitirá también realizar un dimensionado práctico de la geometría de la zapata como veremos más adelante.

Estos dimensionados interesa obtenerlos en función de datos directos; es decir, de los valores de las acciones que actúan sobre el paramento superior de la zapata y de su geometría cuando se trata de obtener su armadura; y de las acciones sobre el terreno y tensión admisible del mismo cuando se trata de hallar sus dimensiones. Añadiendo, en este último caso unas relaciones lógicas sobre dichas acciones a nivel superior y de la base de la zapata y sobre sus dimensiones relativas.

Bien entendido que en el caso de que las dimensiones de las zapatas estuviesen dadas a priori, las fórmulas expresadas en el apartado 2 y sus correspondientes en adimensionales seguirán siendo válidas para obtener el de sus armaduras.

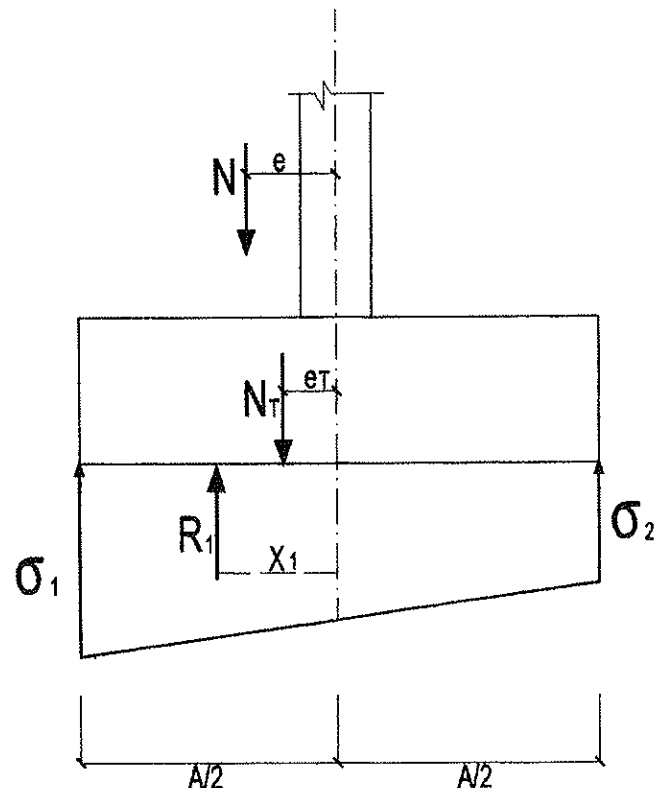
2. DIMENSIONADO DE LA ARMADURA

En lo que sigue se consideran las acciones sobre la zapata en los niveles de sus paramentos superior e inferior conforme a las nomenclaturas que se expresan en la siguiente figura:

Acciones que equivalen a situar las cargas verticales con las excentricidades respectivas:

$$e = \frac{M}{N} \quad e_T = \frac{M_T}{N_T}$$

y donde V_T puede despreciarse si consideramos que V es absorbida por la acción pasiva del terreno en el caso de zapatas cúbicas, hormigonadas –confinadas– en el terreno de la excavación cuando su profundidades con la del hormigón pobre



sobre el que asientan alcanza una altura suficiente de suelo consolidado; lo que deberá suceder en la mayoría de los casos de edificaciones normales.

En estas condiciones, la respuesta del terreno podrá darse según los dos casos siguientes para los que, en cada uno de ellos, por simples consideraciones geométricas, se obtienen la resultante R_1 y su distancia al punto medio de la zapata X_1 de los trapecios que configuran las tensiones del terreno, suponiendo, como es usual, un comportamiento elástico del mismo y que para la obtención de la armadura no interviene el P.P. de la zapata:

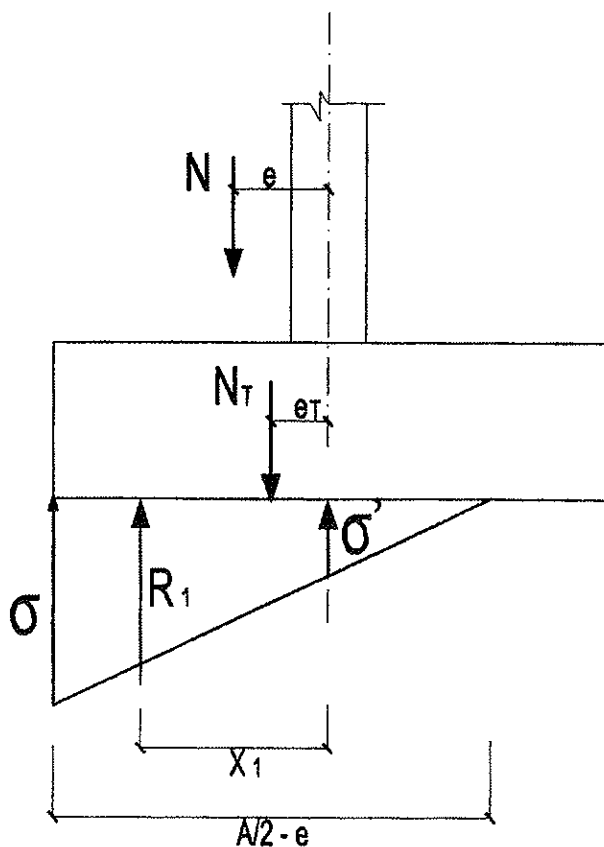
válido para $0 \leq e_T \leq \frac{1}{6} A$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + 6 \frac{e}{A} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 - 6 \frac{e}{A} \right)$$

$$R_1 = \frac{1}{2} \left(\sigma_1 + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \frac{A}{2} B = N \frac{1 + 3 \frac{e}{A}}{2}$$

$$X_1 = \frac{A}{6} \cdot \frac{2\sigma_1 + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}}{\sigma_1 + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}} = \frac{A}{4} \cdot \frac{1 + 4 \frac{e}{A}}{1 + 3 \frac{e}{A}}$$



válido para $\frac{1}{6} A \leq e_T \leq \frac{1}{3} A$

(para $e_T > \frac{1}{3} A$ daría un coeficiente de seguridad al vuelco inferior a 1,5)

$$\sigma = \frac{2N}{3 \cdot \left(\frac{A}{2} - e \right) \cdot B}$$

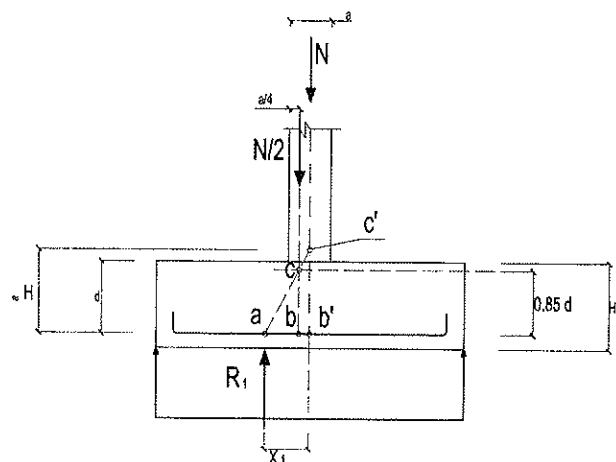
$$\sigma' = \frac{2N}{9B} \frac{A - 3e}{\left(\frac{A}{2} - e \right)^2}$$

$$R_1 = \frac{1}{2} (\sigma + \sigma') \frac{A}{2} B = \frac{N}{18} \cdot \frac{5 - 6 \frac{e}{A}}{\left(\frac{1}{2} - \frac{e}{A} \right)^2}$$

$$X_1 = \frac{A}{6} \cdot \frac{2\sigma + \sigma'}{\sigma + \sigma'} = \frac{A}{3} \cdot \frac{4 - 9 \frac{e}{A}}{5 - 12 \frac{e}{A}}$$

En el caso de carga centrada, $e = 0$, del primer caso se obtiene:

$$X_1 = \frac{A}{4} \quad R_1 = \frac{N}{2}$$



En este caso, por semejanza de los triángulos abc y ab'c', la fórmula de la Norma EHE se transfiere en la dada en la Instrucción del 68:

$$T = \frac{R_1}{0,85d} (X_1 - 0,25a) = \frac{N}{2} \cdot \frac{\frac{A}{4} - 0,25a}{0,85d} \approx \frac{N \cdot A}{8H}$$

Las armaduras, en sus capacidades mecánicas, tendrán los valores:

Longitudinal:

$$U_{SL} = A_{SL} \cdot f_{yd} = T_d = T \cdot \gamma_f = R_1 \frac{X_1 - \frac{a}{4}}{0,85 \cdot d} \cdot \gamma_f$$

sustituyendo en cada caso los R_1 X_1 obtenidos.

Transversal: suponiendo para esta dirección la carga centrada:

$$U_{ST} = A_{ST} \cdot f_{yd} = T_d = \frac{N \cdot B}{8H} \cdot \gamma_f$$

γ_f = coeficiente asignado al nivel de control de ejecución para el que se adopta, del lado de la seguridad como se dijo, el correspondiente a las cargas variables:

control a nivel Intenso: $\gamma_f = 1.50$

control a nivel Normal: $\gamma_f = 1.60$

control a nivel Reducido: $\gamma_f = 1.80$

3. DIMENSIONADO PRÁCTICO DE LA ZAPATA

Haciendo las simplificaciones:

$$N_T = 1,1 \cdot N$$

$$H = \frac{1}{3} A$$

$$d = 0,9 \cdot H$$

$$B = A - 1,5 \cdot e_T$$

esta última, variación lineal de $B = A$ para $e_T = 0$ y $B = 0,5 A$ para $e_T = e_T$ máximo = $\frac{1}{3} A$

Referido lo anterior a la acción sobre la zapata (despreciando V):

$$M = M_T$$

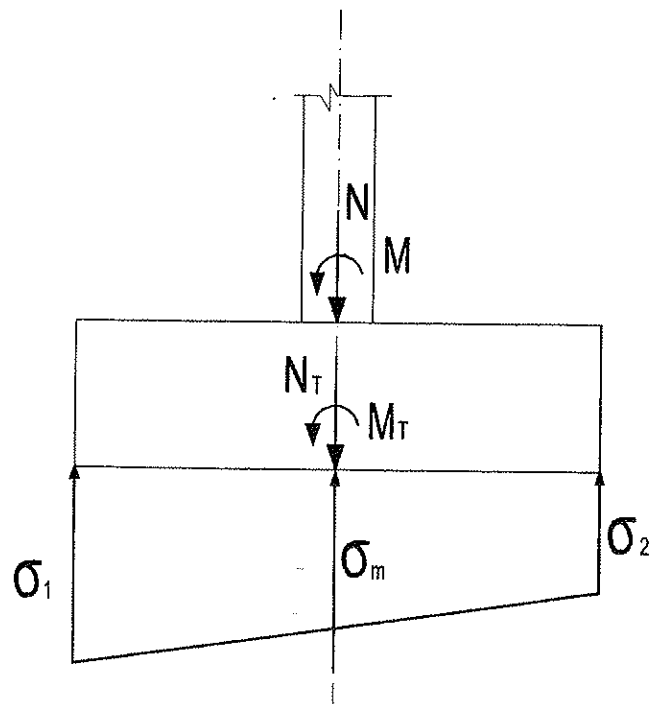
$$e_T = \frac{M_T}{N_T} = \frac{M}{1,1 \cdot N} = 0,9 \cdot e$$

$$B = A - 1,5 \cdot 0,9 \cdot e = A - 1,35 \cdot e$$

Suponiendo un terreno de tensión admisible σ se obtienen las fórmulas:

Caso I: Todo el terreno bajo la zapata se halla comprimido.

$$e = \frac{M}{n} \quad e_T = \frac{M_T}{N_T}$$



$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

$$\text{válido para } 0 \leq e_T \leq \frac{1}{6} A$$

$$\text{o bien } 0 \leq e \leq \frac{1}{5,4} A$$

Este caso se desdobra en dos, en virtud de la Norma Básica AE-88 (Art. 8.6)

I.1) para $\sigma_1 > \sigma_m$

$$\sigma_1 = \frac{N_T}{A \cdot B} \left(1 + 6 \frac{e_T}{A}\right) \leq 1,25 \sigma$$

$$\text{válido para } 5,4 \leq \frac{A}{e} \leq 20,6 (*)$$

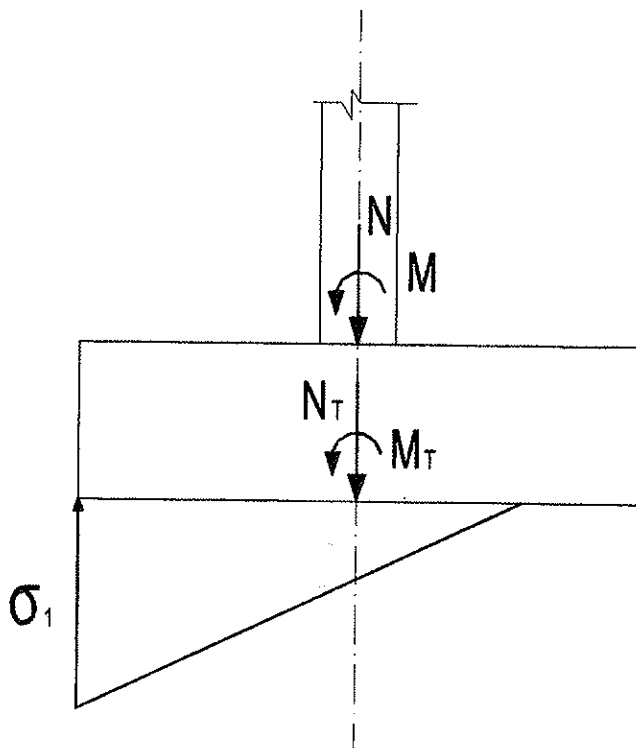
I.2) para $\sigma_1 > \sigma_m$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{N_T}{A \cdot B} \leq \sigma$$

$$\text{válido para } \frac{A}{e} \geq 20,6 (*)$$

(*) punto de encuentro entre los casos I.1) Y I.2)

Caso II: Terreno parcialmente comprimido



$$\text{válido para } \frac{1}{6} A \leq e_r \leq \frac{1}{3} A$$

$$\text{o bien } 2,7 \leq \frac{A}{e} \leq 5,4$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot N_T}{3 \cdot \left(\frac{A}{2} - e_r\right) \cdot B} \leq 1,25 \sigma$$

Disponiendo el signo igual en las condiciones anteriores obtendremos las fórmulas que nos determinan las dimensiones A , B , H de las zapatas para una sollicitación M , N del pilar y una tensión admisible σ del terreno.

4. TRANSFORMACIÓN EN ADIMENSIONALES

Haciendo en todas las fórmulas anteriores la transformación:

$$\alpha = \frac{A}{e} \quad \beta = \frac{B}{e} \quad \gamma = \frac{H}{e}$$

$$v = \frac{N}{\sigma \cdot e^2} \quad \omega_L = \frac{U_{SL}}{\sigma \cdot e^2} \quad \omega_T = \frac{U_{ST}}{\sigma \cdot e^2}$$

y operando y simplificando se llega a las fórmulas en adimensionales:

4.1. Dimensionado de zapatas

- Para v entre 1,036 y 12,426 que corresponde a valores de α entre 2,7 y 5,4

$$v = 0,8523 \cdot (\alpha - 1,8) \cdot (\alpha - 1,35)$$

$$\alpha = 1,575 + \sqrt{0,050625 + \frac{v}{0,8523}}$$

- Para v entre 12,426 y 357,000 que corresponde a valores de α entre 5,4 y 20,6

$$v = 1,1364 \cdot \frac{\alpha - 1,35}{\alpha + 5,4} \cdot \alpha^2$$

$$\alpha^3 - 1,35\alpha^2 - \frac{v}{1,1364} \cdot \alpha - \frac{5,4 \cdot v}{1,1364} = 0$$

- Para $v > 357,000$ que corresponde a $\alpha > 20,6$

$$v = 0,9 \cdot \alpha \cdot (\alpha - 1,35)$$

$$\alpha = 0,675 + \sqrt{0,455625 + \frac{v}{0,9}}$$

4.2. Dimensionado de las armaduras

- Para v entre 1,036 y 12,426 que corresponde a valores de α entre 2,5 y 5,4

$$\omega_L = v \cdot \frac{1,6}{4,59} \cdot \frac{\left(\frac{5}{6} - \frac{6}{\alpha}\right) \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{4 - \frac{9}{\alpha}}{5 - \frac{12}{\alpha}} - \frac{1}{4} \cdot \frac{a}{A}\right)}{\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{\alpha}\right)^2}$$

$$\omega_T = 0,6 \cdot v \cdot \left(1 - \frac{1,35}{\alpha}\right)$$

- Para $v > 12,426$ corresponde a $\alpha > 5,4$

$$\omega_L = v \cdot \frac{1}{1,275} \cdot \left(1 + \frac{3}{\alpha}\right) \cdot \left(\frac{1 + \frac{4}{\alpha}}{1 + \frac{3}{\alpha}} - \frac{a}{A}\right)$$

$$\omega_T = 0,6 \cdot v \cdot \left(1 - \frac{1,35}{\alpha}\right)$$

A su vez dichas armaduras deberán cumplir los mínimos geométricos que, en las mismas adimensionales y en función de:

$$\varphi = \frac{f_{cd}}{\sigma} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \sigma}$$

serían

acero B 400 S

$$\omega_{L\ min} = \frac{2}{1000} \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \varphi$$

$$\omega_{r\ min} = \frac{2}{1000} \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \varphi$$

acero B 500 S

$$\omega_{L\ min} = \frac{1,8}{1000} \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \varphi$$

$$\omega_{r\ min} = \frac{1,8}{1000} \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \varphi$$

Todo ello puede expresarse en los diagramas y tablas que se adjuntan más adelante. (De estas últimas, dada su extensión, sólo se publican las primeras hojas).

Observación:

La normas EHE considera que la tracción máxima en las armaduras se logra para R_1 resultante del volumen de tensiones abarcado por el trapecio de altura igual a $A/2$; esto no es exacto aunque muy próximo a la realidad como puede comprobarse dejando variable dicha altura y deduciendo su posición para la tracción máxima:

Siendo $m = Z \cdot A \neq \frac{A}{2}$ la altura de un trapecio cualquiera y llamando T' a la tracción provocada por el mismo y T a la provocada considerando $m = A/2$, fácilmente se obtiene por consideraciones geométricas la relación siguiente:

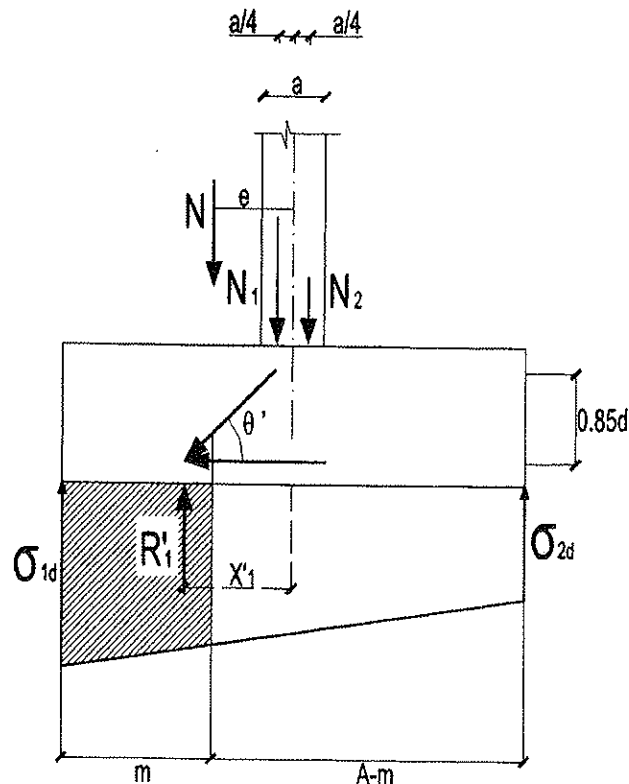
$$\frac{T'}{T} = \frac{32 \cdot e}{A \cdot \left(1 - \frac{a}{A}\right) + e \cdot \left(4 - 3 \cdot \frac{a}{A}\right)} \cdot Z^3 - \frac{4A + 12e \cdot \left(4 - \frac{a}{A}\right)}{A \cdot \left(1 - \frac{a}{A}\right) + e \cdot \left(4 - 3 \cdot \frac{a}{A}\right)} \cdot Z^2 + \frac{2 \cdot (A + 6e) \cdot \left(2 - \frac{a}{A}\right)}{A \cdot \left(1 - \frac{a}{A}\right) + e \cdot \left(4 - 3 \cdot \frac{a}{A}\right)}$$

Esta ecuación tiene un máximo que no corresponde a $Z = 0,5$, sino para $Z = 1/2 - 1/4 \cdot a/A$ con el que, suponiendo el caso $a/A = 0,2$, se obtiene el valor de $Z = 0,45$; es decir para $m = 0,45A < A/2$.

Sustituyendo este valor de Z se obtiene la relación:

$$\frac{T'}{T} = \frac{0,81 + 3,402 \cdot \frac{e}{A}}{0,8 + 3,400 \cdot \frac{e}{A}}$$

cociente ligeramente mayor que la unidad y que en la práctica carece de significado.



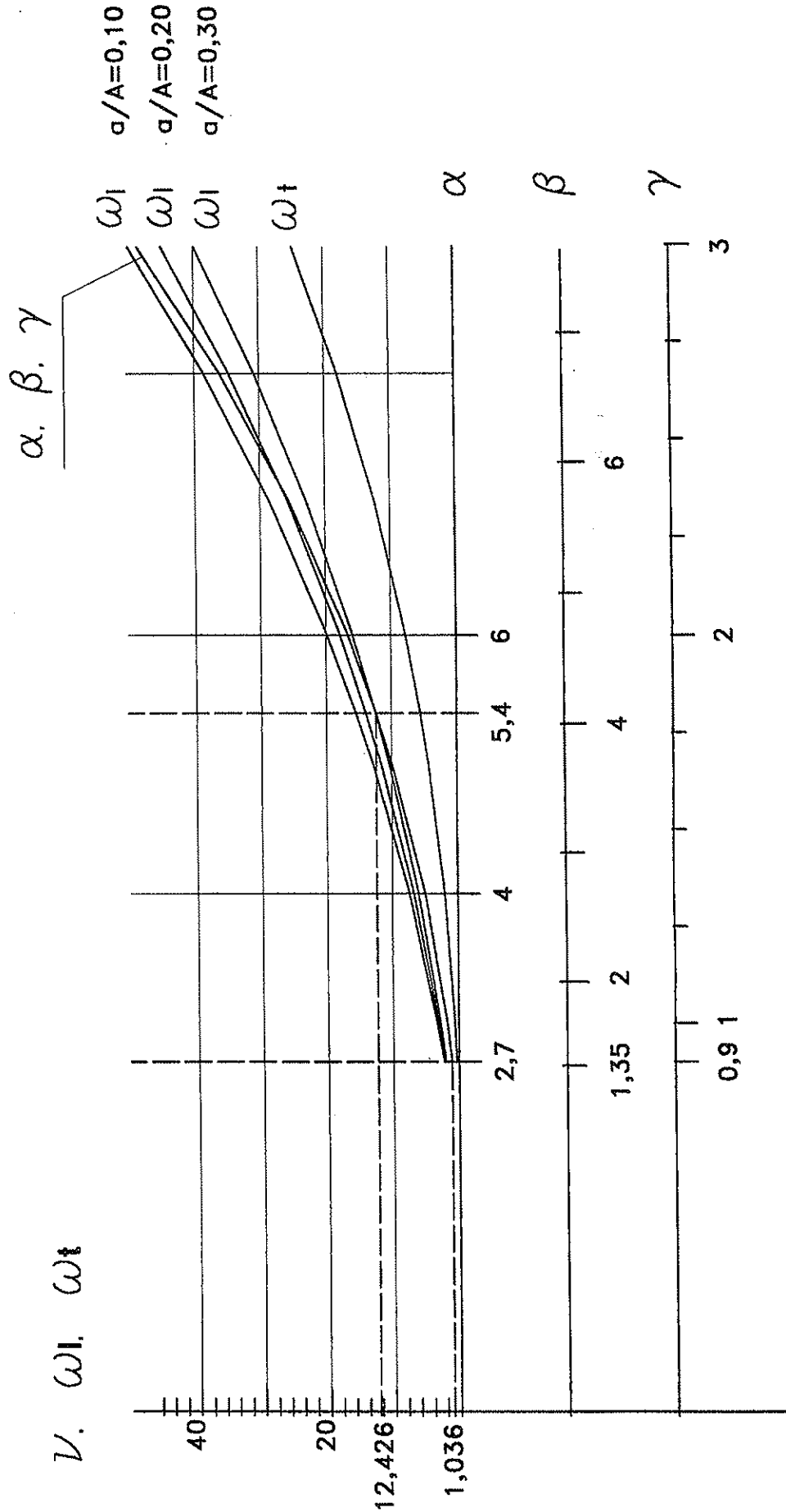
v	α	β	γ	ωt	$a/A = 0,10$	$a/A = 0,12$	$a/A = 0,14$	$a/A = 0,16$	$a/A = 0,18$	$a/A = 0,20$	$a/A = 0,25$	$a/A = 0,30$	$a/A = 0,35$	$a/A = 0,40$
1,036	2,70024	1,350	0,900	0,311	2,238	2,209	2,179	2,149	2,119	2,089	2,015	1,940	1,865	1,791
1,1	2,73312	1,383	0,911	0,334	2,350	2,317	2,285	2,252	2,220	2,187	2,106	2,025	1,944	1,863
1,2	2,78272	1,433	0,928	0,371	2,517	2,481	2,445	2,408	2,372	2,335	2,245	2,154	2,063	1,972
1,3	2,83035	1,480	0,943	0,408	2,679	2,639	2,599	2,559	2,519	2,479	2,379	2,278	2,178	2,078
1,4	2,87625	1,526	0,959	0,446	2,835	2,792	2,748	2,705	2,661	2,618	2,509	2,400	2,291	2,182
1,5	2,92057	1,571	0,974	0,484	2,988	2,941	2,894	2,847	2,800	2,753	2,636	2,519	2,401	2,284
1,6	2,96349	1,613	0,988	0,523	3,137	3,087	3,036	2,986	2,936	2,886	2,761	2,635	2,510	2,384
1,7	3,005	1,655	1,002	0,562	3,283	3,230	3,176	3,123	3,070	3,016	2,883	2,750	2,616	2,483
1,8	3,04556	1,696	1,015	0,601	3,426	3,370	3,313	3,257	3,201	3,144	3,003	2,862	2,721	2,580
1,9	3,08493	1,735	1,028	0,641	3,568	3,508	3,449	3,389	3,330	3,270	3,122	2,973	2,824	2,676
2,0	3,12329	1,773	1,041	0,681	3,707	3,644	3,582	3,519	3,457	3,395	3,239	3,083	2,927	2,771
2,1	3,16073	1,811	1,054	0,722	3,844	3,779	3,713	3,648	3,583	3,517	3,354	3,191	3,028	2,864
2,2	3,19731	1,847	1,066	0,763	3,980	3,912	3,843	3,775	3,707	3,639	3,468	3,298	3,128	2,957
2,3	3,23307	1,883	1,078	0,804	4,114	4,043	3,972	3,901	3,830	3,759	3,582	3,404	3,226	3,049
2,4	3,26808	1,918	1,089	0,845	4,247	4,173	4,099	4,026	3,952	3,878	3,694	3,509	3,325	3,140
2,5	3,30239	1,952	1,101	0,887	4,379	4,302	4,226	4,149	4,072	3,996	3,805	3,613	3,422	3,230
2,6	3,33602	1,986	1,112	0,929	4,509	4,430	4,351	4,271	4,192	4,113	3,915	3,716	3,518	3,320
2,7	3,36902	2,019	1,123	0,971	4,639	4,557	4,475	4,393	4,311	4,229	4,024	3,819	3,614	3,409
2,8	3,40143	2,051	1,134	1,013	4,767	4,682	4,598	4,513	4,429	4,344	4,132	3,921	3,709	3,497
2,9	3,43327	2,083	1,144	1,056	4,895	4,807	4,720	4,633	4,545	4,458	4,240	4,022	3,804	3,585

v	α	β	γ	ωt	ωl a/A = 0,10	ωl a/A = 0,12	ωl a/A = 0,14	ωl a/A = 0,16	ωl a/A = 0,18	ωl a/A = 0,20	ωl a/A = 0,25	ωl a/A = 0,30	ωl a/A = 0,35	ωl a/A = 0,40
3,0	3,46458	2,115	1,155	1,099	5,021	4,931	4,841	4,751	4,662	4,572	4,347	4,122	3,897	3,673
3,1	3,49538	2,145	1,165	1,142	5,147	5,055	4,962	4,870	4,777	4,684	4,453	4,222	3,991	3,759
3,2	3,52568	2,176	1,175	1,185	5,272	5,177	5,082	4,987	4,892	4,797	4,559	4,321	4,083	3,846
3,3	3,55553	2,206	1,185	1,228	5,396	5,299	5,201	5,103	5,006	4,908	4,664	4,420	4,176	3,931
3,4	3,58493	2,235	1,195	1,272	5,520	5,420	5,320	5,219	5,119	5,019	4,768	4,518	4,267	4,017
3,5	3,61391	2,264	1,205	1,316	5,643	5,540	5,438	5,335	5,232	5,129	4,872	4,616	4,359	4,102
3,6	3,64248	2,292	1,214	1,359	5,765	5,660	5,555	5,450	5,344	5,239	4,976	4,713	4,450	4,186
3,7	3,671	2,321	1,224	1,404	5,887	5,779	5,672	5,564	5,456	5,348	5,079	4,809	4,540	4,271
3,8	3,69848	2,348	1,233	1,448	6,008	5,898	5,788	5,678	5,567	5,457	5,181	4,906	4,630	4,354
3,9	3,72593	2,376	1,242	1,492	6,129	6,016	5,903	5,791	5,678	5,565	5,283	5,002	4,720	4,438
4,0	3,75303	2,403	1,251	1,537	6,249	6,134	6,019	5,903	5,788	5,673	5,385	5,097	4,809	4,521
4,1	3,7798	2,430	1,260	1,581	6,369	6,251	6,133	6,016	5,898	5,780	5,486	5,192	4,898	4,604
4,2	3,80625	2,456	1,269	1,626	6,488	6,368	6,248	6,128	6,008	5,887	5,587	5,287	4,987	4,686
4,3	3,83239	2,482	1,277	1,671	6,607	6,484	6,362	6,239	6,116	5,994	5,688	5,381	5,075	4,769
4,4	3,85823	2,508	1,286	1,716	6,725	6,600	6,475	6,350	6,225	6,100	5,788	5,475	5,163	4,851
4,5	3,88378	2,534	1,295	1,761	6,843	6,715	6,588	6,461	6,333	6,206	5,887	5,569	5,251	4,932
4,6	3,90905	2,559	1,303	1,807	6,960	6,830	6,701	6,571	6,441	6,311	5,987	5,662	5,338	5,014
4,7	3,93405	2,584	1,311	1,852	7,077	6,945	6,813	6,681	6,549	6,416	6,086	5,756	5,425	5,095
4,8	3,95879	2,609	1,320	1,898	7,194	7,059	6,925	6,790	6,656	6,521	6,185	5,848	5,512	5,176
4,9	3,98327	2,633	1,328	1,944	7,310	7,173	7,036	6,899	6,763	6,626	6,283	5,941	5,599	5,256

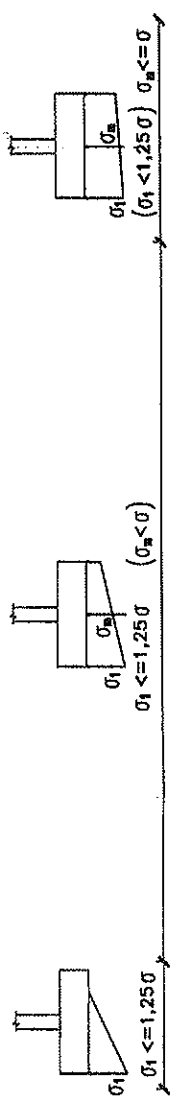
v	α	β	γ	ωt	ωl	ωl	ωl	ωl	ωl	ωl	ωl	ωl	ωl	ωl	ωl
					$a/A = 0,10$	$a/A = 0,12$	$a/A = 0,14$	$a/A = 0,16$	$a/A = 0,18$	$a/A = 0,20$	$a/A = 0,25$	$a/A = 0,30$	$a/A = 0,35$	$a/A = 0,40$	
5,0	4,00751	2,658	1,336	1,989	7,426	7,287	7,148	7,008	6,869	6,730	6,381	6,033	5,685	5,337	
5,1	4,03151	2,682	1,344	2,035	7,542	7,400	7,259	7,117	6,975	6,834	6,479	6,125	5,771	5,417	
5,2	4,05527	2,705	1,352	2,081	7,657	7,513	7,369	7,225	7,081	6,937	6,577	6,217	5,857	5,497	
5,3	4,07882	2,729	1,360	2,127	7,772	7,626	7,479	7,333	7,187	7,040	6,674	6,308	5,943	5,577	
5,4	4,10214	2,752	1,367	2,174	7,887	7,738	7,589	7,441	7,292	7,143	6,771	6,400	6,028	5,656	
5,5	4,12525	2,775	1,375	2,220	8,001	7,850	7,699	7,548	7,397	7,246	6,868	6,491	6,113	5,735	
5,6	4,14815	2,798	1,383	2,266	8,115	7,962	7,809	7,655	7,502	7,348	6,965	6,581	6,198	5,815	
5,7	4,171	2,821	1,390	2,313	8,229	8,073	7,918	7,762	7,606	7,451	7,061	6,672	6,283	5,894	
5,8	4,19335	2,843	1,398	2,360	8,343	8,185	8,027	7,869	7,711	7,553	7,157	6,762	6,367	5,972	
5,9	4,21566	2,866	1,405	2,406	8,456	8,296	8,135	7,975	7,815	7,654	7,253	6,853	6,452	6,051	
6,0	4,23778	2,888	1,413	2,453	8,569	8,406	8,244	8,081	7,918	7,756	7,349	6,942	6,536	6,129	
6,1	4,25972	2,910	1,420	2,500	8,682	8,517	8,352	8,187	8,022	7,857	7,445	7,032	6,620	6,208	
6,2	4,28148	2,931	1,427	2,547	8,794	8,627	8,460	8,292	8,125	7,958	7,540	7,122	6,704	6,286	
6,3	4,30307	2,953	1,434	2,594	8,906	8,737	8,567	8,398	8,228	8,059	7,635	7,211	6,787	6,364	
6,4	4,32449	2,974	1,441	2,641	9,018	8,847	8,675	8,503	8,331	8,159	7,730	7,300	6,871	6,441	
6,5	4,34575	2,996	1,449	2,688	9,130	8,956	8,782	8,608	8,434	8,260	7,825	7,389	6,954	6,519	
6,6	4,36684	3,017	1,456	2,736	9,242	9,065	8,889	8,713	8,536	8,360	7,919	7,478	7,037	6,596	
6,7	4,38778	3,038	1,463	2,783	9,353	9,175	8,996	8,817	8,639	8,460	8,013	7,567	7,120	6,674	
6,8	4,40856	3,059	1,470	2,831	9,464	9,283	9,103	8,922	8,741	8,560	8,108	7,655	7,203	6,751	
6,9	4,42918	3,079	1,476	2,878	9,575	9,392	9,209	9,026	8,843	8,659	8,202	7,744	7,286	6,828	

SECCIÓN DE FUNDACIÓN

DETALLE



$\alpha \beta \gamma$



α, β, γ

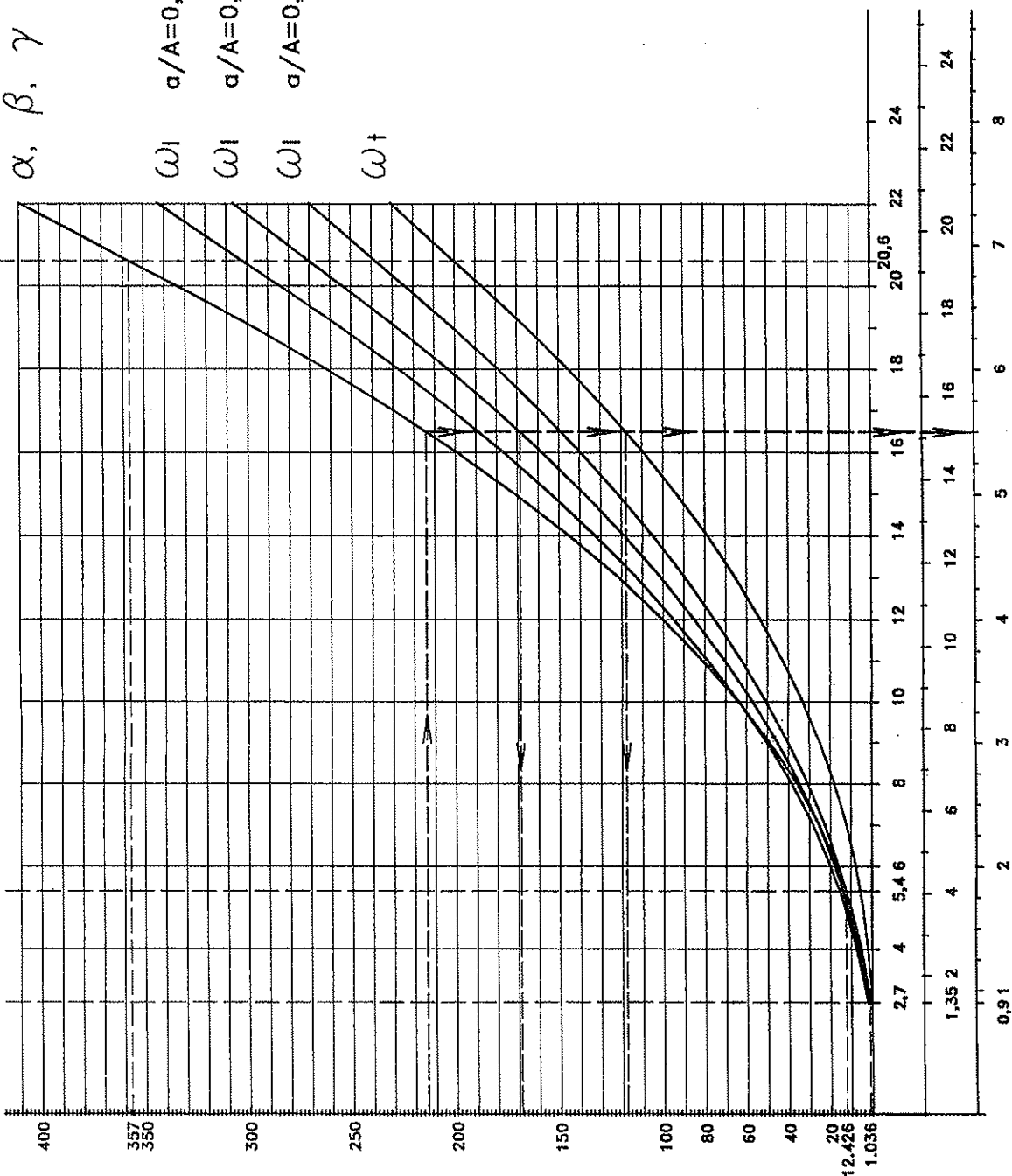
$\omega_l \quad a/A=0,10$

$\omega_l \quad a/A=0,20$

$\omega_l \quad a/A=0,30$

ω_t

ν, ω_l, ω_t



$$\alpha = \frac{A}{e}$$

$$\nu = \frac{N}{\sigma_e^2}$$

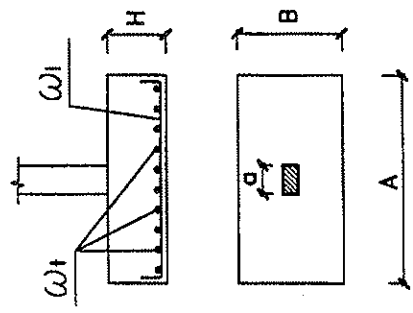
$$\beta = \frac{B}{e} = \alpha - 1,35$$

$$\gamma = \frac{H}{e} = \frac{1}{3} \alpha$$

$$\omega_l = \frac{U_{st}}{\sigma_e^2}$$

$$\omega_t = \frac{U_{st}}{\sigma_e^2}$$

σ = tensión admisible del terreno



**Seminario Internacional CANMET/ACI/UPC sobre
DESARROLLO SOSTENIBLE
DEL CEMENTO Y DEL HORMIGÓN**

Patrocinado por

Committee for the Organization of CANMET/ACI Conferences
(ACI Council), Ottawa, Canadá

Natural Resources Canada
International Centre for Sustainable Development of Cement and Concrete (ICON)
(CANMET), Ottawa, Canadá

American Concrete Institute
Farmington Hills, EE.UU.

Institute for Research in Construction
National Research Council, Ottawa, Canadá

Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports
Departament d'Enginyeria de la Construcció
Universitat Politècnica de Catalunya
Barcelona, España

Conselleria de Política Territorial i Obres Públiques de la Generalitat de Catalunya
Barcelona, España

Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones
Madrid, España

4-5 de Noviembre de 2002
Hotel Princesa Sofía Inter-Continental
Barcelona, España

La industria de la construcción es la que mayor cantidad de materias primas consume a nivel mundial, siendo su contribución al impacto medioambiental, especialmente al efecto invernadero, ciertamente significativa. Por este motivo, existe un creciente interés en el desarrollo de materiales y tecnologías que permitan reducir y minimizar dicho impacto en todo tipo de procesos y productos y, en particular, en el sector del cemento y del hormigón, de forma que la tendencia dominante es la de avanzar hacia un desarrollo verdaderamente sostenible.

La sustitución del cemento por cenizas volantes u otros residuos industriales, como escorias o humo de sílice, es un excelente ejemplo de como mejorar la conservación de los recursos y reducir la contaminación. Por su parte, el empleo de residuos como áridos en el hormigón procedentes de demoliciones, de escorias, de neumáticos u otros contribuye a la reducción del enorme consumo de piedra natural necesario en las obras que, actualmente, se puede estimar en el orden de los 8000 millones de toneladas anuales en todo el mundo.

Por otro lado, las recientes innovaciones tecnológicas, además de hacer viable el uso de materiales alternativos, también ayudan a aumentar la vida útil de las estructuras y a reducir el impacto de su mantenimiento.

El presente seminario es el cuarto de esta naturaleza organizado por CANMET/ACI bajo el liderazgo del Dr. V. Mohan Malhotra – los anteriores tuvieron lugar en Hyderabad (India) en 1999, y en Lyon (Francia) y en Milán (Italia) en 2000. El evento cuenta con la participación de expertos españoles y extranjeros que presentarán ponencias sobre distintos aspectos relacionados con la sostenibilidad del cemento y del hormigón, incluyendo el uso de materiales alternativos, los hormigones autocompactables, el reciclaje del hormigón, la evaluación del ciclo de vida y la integración de sistemas de toma de decisiones.

(Continúa en pág. 68)

Reacondicionamiento sísmico de pórticos de hormigón armado con relleno de mampostería

Seismic retrofitting of reinforced concrete frames with masonry infill pannels

Ricardo Perera Velamazán

Dr. Ingeniero de Minas, ETSI Industriales
Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales (UPM)



Susana Gómez Schnackenberg

Dr. Ingeniero Industrial, ETSI Industriales
Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales (UPM)



Enrique Alarcón Álvarez

Dr. Ingeniero de Caminos, ETSI Industriales
Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales (UPM)

RESUMEN

Tanto las investigaciones experimentales y numéricas como las observaciones llevadas a cabo en áreas afectadas por terremotos aportan de forma continua nuevos datos sobre el comportamiento sísmico de las construcciones. Los avances en este campo redundan en normativas más exigentes y sistemas constructivos más efectivos.

Dentro de la ingeniería sísmica, uno de los objetivos está en proporcionar métodos simplificados de evaluación del daño potencial en una estructura sometida a acciones sísmicas como forma de medir la posible reparabilidad de la misma.

En el presente trabajo se propone una técnica de reacondicionamiento sísmico aplicada a pórticos de hormigón armado con relleno de mampostería. La eficiencia de dicha técnica es evaluada mediante ensayos experimentales.

Asimismo se propone un modelo numérico simplificado de evaluación de daño estructural cuya validación es llevada a cabo con los resultados experimentales anteriores.

SUMMARY

The experimental and numerical research as well as the observations performed in areas affected by earthquakes contribute new data about the seismic behaviour of buildings. The advances in this field produce more demanding codes and more effective construction systems.

One of the main objectives of seismic engineering is to find simplified methods of assesment of the potential damage in a structure under earthquake loadings as a measure of the reparability of the structure.

In the present work a seismic retrofitting technique is proposed for masonry infilled reinforced concrete frames. The performance of this technique is evaluated through experimental tests.

In the same way, a simplified numerical model for structural damage evaluation is proposed and calibrated with the experimental results.

1. INTRODUCCIÓN

Las consecuencias producidas por los terremotos más recientes (Kobe, Northridge, Loma Prieta, Umbria-Italia, Turquía) ha puesto de manifiesto, una vez más, los trágicos efectos acaecidos sobre la población - miles de personas muertas y heridas, personas sin vivienda, daños irreversibles sobre los edificios y sobre la herencia cultural de un país, alteración brusca de los sistemas que constituyen la infraestructura de una ciudad- en definitiva, un gran terremoto se traduce en pérdidas socio-económicas muy elevadas.

¿Cómo se podrían evitar situaciones tan catastróficas? Se están haciendo en este sentido en los últimos años esfuerzos en distintas direcciones. Por un lado, se dedica mucha aten-

ción a actualizar constantemente las normativas de proyecto sismorresistente de acuerdo con los estudios más avanzados. Se hace necesario también establecer un control estricto de calidad durante el proceso de construcción. Sin embargo, si se piensa en el parque de viviendas de cualquier ciudad localizada en una zona de peligrosidad sísmica elevada se puede afirmar que el porcentaje de edificios construidos con códigos anteriores a las normativas sismorresistentes modernas es muy elevado y es indudable que el daño experimentado por las estructuras depende fuertemente de la normativa según la cual fue proyectada. A este efecto, se podría recordar la distinción que se hizo en USA entre los edificios proyectados antes y después de 1971 debido a la actualización de las normativas americanas tras el terremoto de San Fernando en 1971. Por ello, la creciente conciencia de la necesidad de poner al día las construcciones existentes respecto al estado de arte ha hecho del procedimiento de evaluación y reacondicionamiento sísmico un campo de estudio en auge y, de hecho, existen ya recomendaciones en este sentido.

Así, por ejemplo, abunda en el sur de Europa la edificación de pórticos de hormigón armado con relleno de mampostería. El efecto de la mampostería no se considera en las normas, pero estudios recientes apuntan a que su influencia en el comportamiento sísmico de la estructura es positiva cuando el pórtico está proyectado de acuerdo con normas sísmicas actuales. Sin embargo, muchos de los edificios que hay construidos han sido proyectados de acuerdo a normas obsoletas o bien, sin tener en cuenta recomendación sísmica alguna.

La esencia de cualquier procedimiento de evaluación sísmica se basa en la comparación entre una medida de la "demanda" que el terremoto impone sobre la estructura y una medida de la "capacidad" que el edificio es capaz de aportar para resistir. En este proceso comparativo se emplean habitualmente índices de daño caracterizados por alguno de los parámetros ligados a la respuesta estructural tales como la ductilidad estructural y la energía disipada. Estos índices pretenden tener en cuenta los modos de fallo. A la evaluación del daño potencial en una estructura sometida a acciones sísmicas se le han dedicado numerosos estudios e investigaciones en los últimos años.

Respecto al reacondicionamiento, aunque el número de soluciones ensayadas es elevado, se pueden distinguir tres categorías fundamentales en que se incluyen todas ellas. Una opción es desacoplar la respuesta del edificio de la del terreno por medio de aisladores, lo que obliga a intervenir en la cimentación. Esto resulta complejo y costoso, y sólo para edificaciones con exigencias muy particulares se hace adecuada esta técnica.

Otra opción consiste en intervenir sobre la estructura directamente incrementando su capacidad de disipación. En esta dirección hay un gran número de técnicas que pretenden incrementar la resistencia de los elementos de la estructura, su ductilidad, o ambas a base de recubrimientos de distintos materiales (acero, fibra de carbono,...) o de la inyección de los mismos.

Una tercera opción consiste en dotar a la estructura de elementos disipadores adicionales. Se pretende concentrar fundamentalmente en estos elementos la disipación de energía quedando de este modo protegida la estructura.

1.1. Objetivos

Este trabajo se concentra en la evaluación de una técnica de reacondicionamiento específica aplicada a la tipología de pórticos de hormigón armado con relleno de mampostería dimensionados con normativas antiguas. Este tipo de reacondicionamiento se enmarca en la tercera categoría de técnicas mencionadas anteriormente y consiste en sustituir uno de los paños de relleno por un arriostramiento metálico excéntrico con un elemento disipador metálico vertical de cortante. Se pretende conservar así el efecto rigidizador positivo de la mampostería, mientras se compensa la escasa ductilidad de ésta con la capacidad de disipación de un elemento metálico.

En la práctica habitual este tipo de elementos disipadores, perfiles metálicos de reducida longitud, se sitúan en el medio o en los extremos de las vigas del piso. Sin embargo, bajo la acción de sismos severos, se deben aceptar deformaciones elevadas de los disipadores en aquellas vigas. En el caso de que las vigas tuviesen que permanecer en el rango elástico, se deben emplear elementos disipadores verticales con el fin de trasladar las deformaciones plásticas a zonas más tolerables donde resulte más fácil la reparación o sustitución de las partes dañadas.

Paralelamente a la evaluación de resultados experimentales obtenidos mediante la aplicación de esta técnica, en lo que sigue se desarrolla un modelo numérico de evaluación del daño sísmico cuyo objetivo sea el de predecir el comportamiento sísmico de pórticos de hormigón armado y, por tanto, la posibilidad de utilizarlo como herramienta numérica en la fase de decisión sobre la necesidad de reacondicionamiento sísmico de una estructura.

De su comparación con los resultados experimentales se pueden extraer las conclusiones pertinentes sobre su aplicabilidad futura.

2. MODELO DE EVALUACIÓN NUMÉRICA

Para la evaluación numérica del daño estructural en pórticos de hormigón armado con relleno de mampostería y la simulación posterior de la técnica de reacondicionamiento propuesta en este trabajo se hace necesario el desarrollo de tres modelos numéricos diferentes: uno para los elementos que constituyen el pórtico, otro para los muros de fábrica y, por último, el modelo correspondiente al reacondicionamiento.

A continuación, se presenta de una forma simplificada cada uno de los tres modelos empleados.

2.1. Modelos de evaluación del daño sísmico

A la evaluación del daño potencial en estructuras de hormigón armado sometidas a acciones sísmicas se han dedicado muchos estudios e investigaciones en las últimas décadas. El procedimiento generalmente aceptado consiste en una evaluación en dos etapas: primeramente se lleva a cabo un cálculo estático no lineal de la estructura y el índice de daño se calcula a posteriori en una etapa de posproceso. Este método no

deja de resultar paradójico al utilizar para el cálculo del daño un procedimiento en el que no se incluye la influencia del mismo.

De una forma más congruente se puede plantear la evaluación del daño como un proceso acoplado al cálculo estructural y, por tanto, influyendo sobre el comportamiento mecánico de la estructura. Para ello, se ha de establecer el modelo utilizando los conceptos de la Mecánica de la Degradación Continua lo cual conduce a formulaciones demasiado complejas.

Otra alternativa que es la utilizada en este estudio se basa en una aplicación de los conceptos de la Mecánica de la Degradación a los modelos de rótula plástica concentrada en los extremos. Una generalización de estos últimos para incluir el daño supone que en los extremos de cada barra se concentran no sólo los efectos plásticos sino también todos aquellos efectos que producen disipación en la estructura. Para ello, al igual que con la deformación plástica se definen unas variables de degradación en los extremos de las barras que permiten cuantificar el deterioro sufrido en cada una de estas secciones extremas.

Una aplicación de esta formulación para la simulación de los elementos del pórtico de hormigón y los muros de mampostería es la que se describe en los siguientes apartados de forma simplificada.

2.1.1. Modelo de daño concentrado para elementos aperticados

Como se ha mencionado anteriormente, en el desarrollo del modelo se emplean los conceptos de la Mecánica de la Degradación Continua. Según esto, la influencia del daño sobre el comportamiento elástico de un elemento se considera mediante el principio de equivalencia en deformaciones [1] que permite expresar la deformación reversible como:

$$\varepsilon - \varepsilon^p = \frac{\sigma}{E(1-d)} \quad (1)$$

donde d representa una variable de daño isotrópica y la rigidez de descarga del material dañado queda definida por $E(1-d)$.

De la deformación reversible la deformación verdaderamente elástica se obtiene como:

$$\varepsilon^e = \frac{\sigma}{E} \quad (2)$$

El resto de la deformación reversible se asocia a la microfisuración producida durante el proceso de carga y representa el proceso de degradación de las propiedades elásticas [2]. Su valor se obtiene a partir de (1) y (2) como:

$$\varepsilon^s = \frac{\sigma d}{E(1-d)} \quad (3)$$

En el caso particular de un elemento de celosía la aplicación de la ecuación (3) conduce a la siguiente expresión

$$\delta^d = \frac{NL}{EA} \frac{d_a}{(1-d_a)} \quad (4)$$

en la cual N , δ^d y d_a representan el esfuerzo axial, el alargamiento debido al daño de la barra y el daño axial, respectivamente.

Este resultado constituye el núcleo del modelo de daño desarrollado en este estudio ya que, por generalización de los modelos de plasticidad concentrada, se suponen todos los efectos disipativos considerados (daño y plasticidad) concentrados en los extremos de las barras. Esto permite representar cualquier elemento de pórtico de forma idealizada mediante un elemento elástico con muelles en los extremos representativos de los fenómenos disipativos (Modelo de disipación concentrada) [3].

Si se considera para cada elemento la distribución de tensiones definida por el vector $q=(M_i, M_j, N)^t$ conteniendo los momentos de flexión en los extremos y el esfuerzo axial se tiene:

$$u^d = \begin{pmatrix} \theta_i^d \\ \theta_j^d \\ \delta^d \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{d_i}{1-d_i} \frac{L}{4EI} & & \\ & \frac{d_j}{1-d_j} \frac{L}{4EI} & \\ & & \frac{d_a}{1-d_a} \frac{L}{EA} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_i \\ M_j \\ N \end{pmatrix} = F^d q \quad (5)$$

donde θ_i^d y θ_j^d representan los giros debidos al daño en los extremos de la barra, d_i y d_j las variables de daño asociadas a estos giros y F^d la matriz de flexibilidad asociada al daño. En la formulación de la ecuación (5) se ha postulado para los efectos de flexión una relación similar a la de la ecuación (4).

A partir de la ecuación (5) y del modelo de disipación concentrada empleado se obtienen las ecuaciones de comportamiento características del elemento de pórtico:

$$u - u^p = [F^0 + F^d] q \quad (6)$$

donde u^p agrupa la parte plástica de las deformaciones generalizadas y F^0 representa la matriz de flexibilidad elástica.

Al ser establecido el modelo dentro del marco de la termodinámica de los procesos irreversibles la evolución de las variables internas ha de formularse también de forma congruente con este marco. Más detalles de este modelo se pueden encontrar en [4] y [5].

2.1.2. Modelo de daño para muros de mampostería

El carácter no homogéneo y anisótropo del material que constituye los muros de mampostería hace que su respuesta sea compleja y de difícil modelado. Las dos grandes categorías de modelos de mampostería desarrollados hasta ahora son

los modelos micromecánicos y los modelos fenomenológicos o globales [6].

La primera clase, basada esencialmente en el Método de Elementos Finitos, requiere la modelización de cada uno de los constituyentes por separado y de la unión entre ellos y entre el muro y el pórtico lo cual resulta de gran dificultad y conduce a modelos demasiado complejos para su aplicación práctica.

Los modelos globales o simplificados permiten la representación del comportamiento del muro en conjunto mediante un elemento diagonal equivalente. Este elemento, además de simplificar notablemente el problema, representa de un modo integral las propiedades mecánicas del panel de relleno lo cual resulta muy valioso debido al carácter heterogéneo del material que lo constituye.

En este trabajo, se ha formulado un modelo de degradación para el muro basado en el elemento diagonal equivalente y en los principios de la Mecánica de la Degradación.

El elemento diagonal es modelado como un muelle inelástico longitudinal cargado axialmente. La relación de comportamiento dependiente del daño correspondiente se formula entonces de un modo directo empleando el principio de equivalencia en deformaciones. La siguiente relación se obtiene:

$$N = K_0(1-d)\delta^e = K_0(1-d)(\delta - \delta^p) \quad (7)$$

siendo N el esfuerzo axial en el elemento diagonal, δ , δ^e y δ^p los alargamientos total, elástico y plástico del elemento, respectivamente, K_0 su rigidez inicial y d la variable de daño interna representativa de la degradación del muro.

El valor de la rigidez inicial K_0 se define a partir de las expresiones proporcionadas por diversos autores para determinar la anchura efectiva del elemento diagonal equivalente. En este estudio se ha empleado la propuesta por Mainstone [7] según la cual se tiene:

$$w_{ef} = 0.175(\lambda_h H)^{-0.4} \sqrt{H^2 + L^2} \quad (8)$$

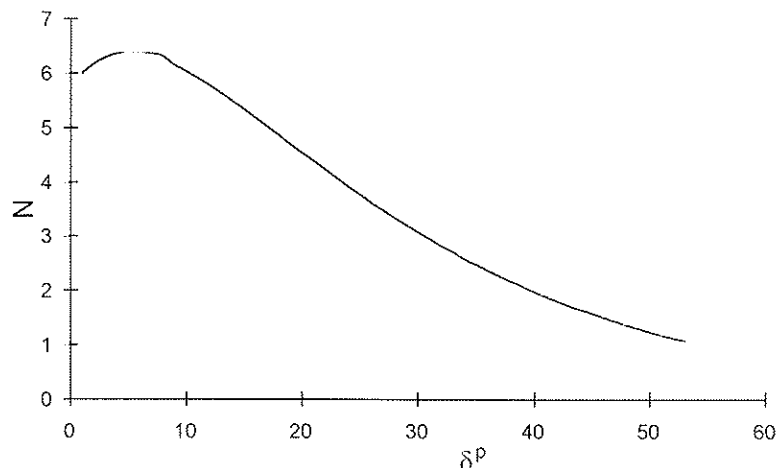


Figura 1. Potencial plástico para el elemento diagonal equivalente.

siendo H y L la altura del piso y la longitud del dintel del pórtico, respectivamente, y además

$$\lambda_h = \sqrt{\frac{E_w T_w \sin 2\theta}{4 E_c I_c H_{in}}} \quad (9)$$

donde E_w es el módulo elástico del muro, E_c el módulo elástico del pórtico, t_w el espesor del muro, I_c el momento de inercia de la columna del pórtico, θ la inclinación de la diagonal con respecto a la horizontal y H_{in} la altura del panel.

La estimación de las leyes de evolución del daño y el alargamiento plástico se lleva a cabo, como en el caso de los elementos de pórtico, dentro del marco de la termodinámica de los procesos irreversibles.

La evolución de la deformación plástica propuesta viene definida por una ley de plastificación compuesta de un primer tramo con endurecimiento, hasta alcanzar la capacidad última del elemento diagonal, seguida de un reblandecimiento en el que el esfuerzo del elemento tiende a cero (Figura 1). Considerando esfuerzos compresivos positivos la expresión de la función de plastificación que se ha supuesto es

$$f = N - \left[A_1 e^{-B_1 \delta^p} + A_2 e^{-B_2 \delta^p} \right] \quad (10)$$

donde A_1 , A_2 , B_1 y B_2 son cuatro parámetros desconocidos estimados a partir de la delimitación de las condiciones que ha de cumplir N en la función de plastificación [8].

La evolución de la variable daño d se asocia a la de la deformación plástica mediante su definición ligada a la energía disipada por plastificación.

2.2. Modelo numérico del reacondicionamiento

En este apartado se describe el modelo implementado para reproducir el comportamiento del reacondicionamiento empleado.

Como técnica de reacondicionamiento se ha empleado la sustitución de uno de los paños de relleno por un arriostramiento metálico excéntrico con un elemento disipador metálico vertical de cortante (Figura 2).

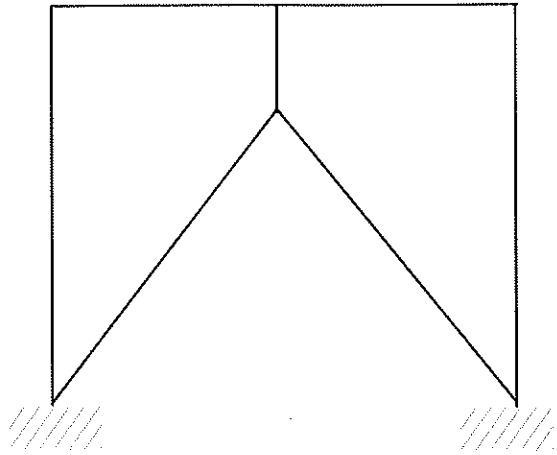


Figura 2. Pórtico arriostrado con elemento disipador vertical.

El modelo usado para representar el comportamiento del elemento disipador de cortante vertical se basa en el propuesto por Ricles y Popov [9] para elementos horizontales considerando los resultados experimentales llevados a cabo en la Universidad de Darmstadt (Alemania) para elementos verticales [10].

En el modelo de Ricles y Popov se adoptan las siguientes hipótesis de comportamiento de este tipo de elemento disipador:

- se desprecian los esfuerzos axiales ya que en un arriostramiento correctamente dimensionado, estos esfuerzos deberían ser mínimos;
- el elemento no sufre inestabilidades fuera del plano;
- no se produce interacción entre el momento y el cortante.

El disipador se modela como un elemento elástico lineal con tres rótulas no lineales en los extremos donde se concentran todas las acciones inelásticas derivadas del cortante y del momento (Figura 3). Suponiendo una relación carga-deformación bilineal para cada rótula la combinación en paralelo de las mismas produce leyes multilineales para el cortante y el momento.

Según los resultados experimentales obtenidos por algunos autores [11][12] la plastificación por cortante sigue una ley de endurecimiento isótropo mientras la debida al momento es más bien cinemática.

La definición del modelo requiere la determinación de todos aquellos parámetros que caracterizan las relaciones esfuerzo-deformación cortantes y momento-giro (Figura 4). A partir de resultados experimentales llevados a cabo sobre elementos disipadores verticales en el laboratorio ELSA de Ispra y en la Universidad de Darmstadt se han adoptado las siguientes calibraciones para el modelo analítico de este tipo de elementos:

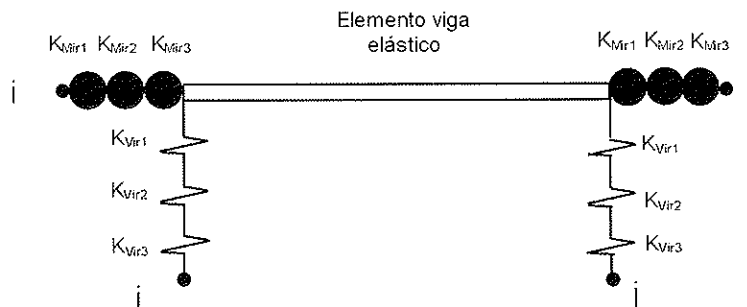


Figura 3. Elemento disipador de cortante.

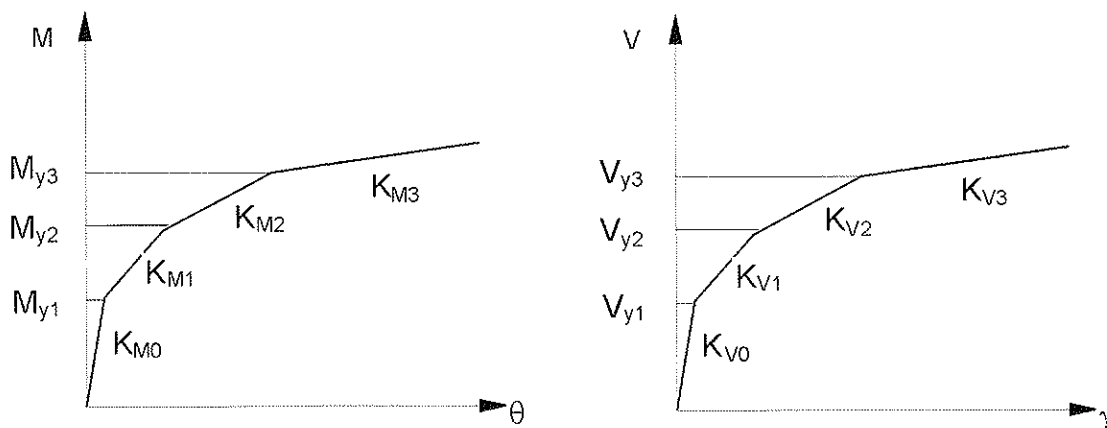


Figura 4. a) Comportamiento de la sección extrema en flexión. b) Comportamiento de la sección extrema en corte.

$$\begin{aligned}
 & V_{Y1} = 1.0V_Y & M_{Y1} &= 1.00 M_Y \\
 \text{a) } & V_{Y2} = 1.5V_Y & M_{Y2} &= 1.03 M_Y \\
 & V_{Y3} = 2.0V_Y & M_{Y3} &= 1.06 M_Y
 \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned}
 & K_{V2} = 0.100 K_{V1} & K_{M2} &= 0.030 K_{M1} \\
 \text{b) } & K_{V3} = 0.030 K_{V1} & K_{M3} &= 0.015 K_{M1} \\
 & K_{V4} = 0.007 K_{V1} & K_{M3} &= 0.002 K_{M1}
 \end{aligned} \quad (12)$$

siendo M_Y y V_Y los límites elásticos del momento y del esfuerzo cortante, respectivamente, $K_{V1} = \frac{6EI}{e}$, $K_{M1} = \frac{GA_{alma}}{e}$ y $e =$ longitud del elemento disipador.

3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

El ensayo experimental de la técnica de reacondicionamiento propuesta se llevó a cabo en el laboratorio ELSA de Ispra sobre un pórtico de hormigón armado a escala real de cuatro pisos y tres dinteles dimensionado solamente para cargas de gravedad. El detallado de dicho edificio es representativo de las construcciones de hace 40 años en países mediterráneos.

El reacondicionamiento se ensayó solamente para el segundo piso del edificio. Para estudiar su influencia sobre pórticos rellenos con muros de mampostería se introdujeron en este piso dos muros y el arriostramiento excéntrico con elemento disipador vertical (Figura 5). De esta forma el efecto rigidizador producido por los muros se mantiene mientras su baja ductilidad se ve compensada por el excelente comportamiento disipativo del elemento disipador.

Para el elemento disipador se adoptó un perfil HE120A de acero ST52 de 0.6 m de longitud (Figura 6). En su dimensionamiento se consideró una resistencia a cortante similar a la prevista para los muros de mampostería a efectos de no incrementar la resistencia del pórtico excesivamente y no sobrecargar así la cimentación. Las indicaciones empleadas para su dimensionamiento y distribución se pueden encontrar en [10] y un resumen de la principales características del elemento disipador se muestran en la Tabla 1.

Para el ensayo del piso reacondicionado se aplicó una historia de carga en desplazamientos en el segundo piso restringiendo el desplazamiento lateral del primer piso.

La historia de carga se eligió a partir del comportamiento monótono previsto para el piso reacondicionado escogiéndose los niveles de desplazamiento que aparecen en la Tabla 2.

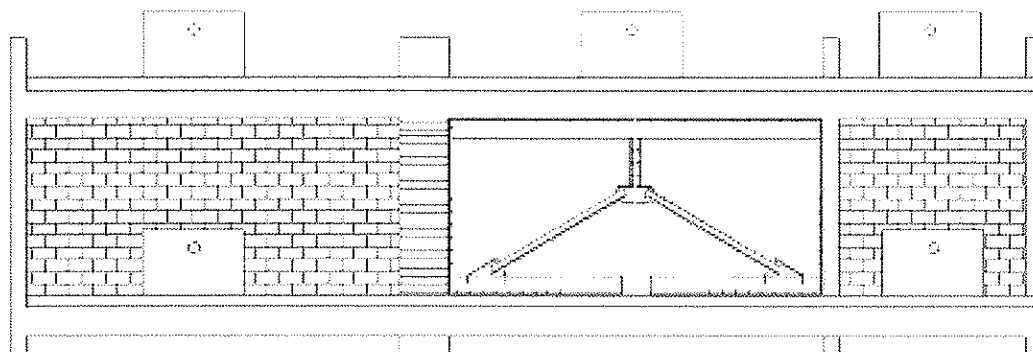


Figura 5. Esquema de reacondicionamiento con disipador vertical.

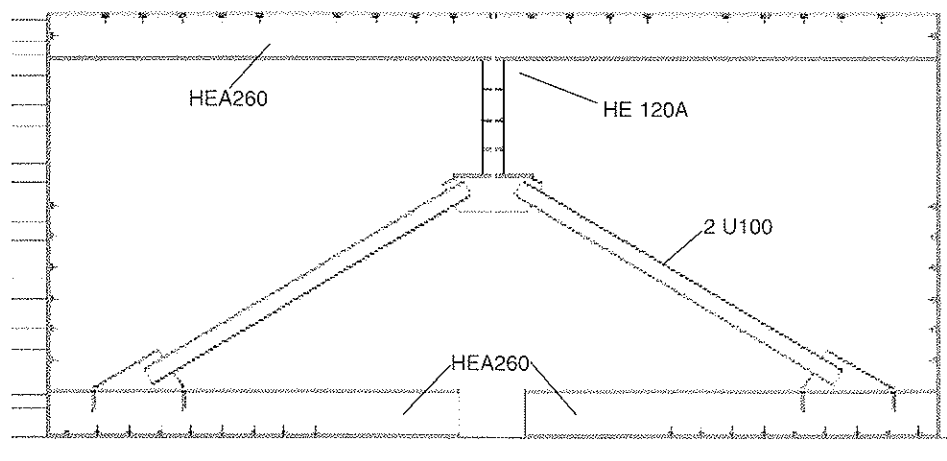


Figura 6. Detalle del arriostramiento.

Tabla 1. Características del elemento disipador

Tensión normal de fluencia (alas)	360 N/mm ²
Tensión normal de fluencia (alma)	380 N/mm ²
V _p	118.56 kN
V _{max}	250 kN
M _y	20.2 kNm
M _p	43.03 kNm.

De cada uno de ellos se aplicaron tres ciclos con el objetivo de recoger el efecto de repetición de la carga.

Tabla 2. Historia de carga aplicada

% desp. rel. entre forjados	Desp. Absoluto (mm.)
0,04	1,08
0,08	2,16
0,12	3,24
0,16	4,32
0,24	6,48
0,32	8,64
0,48	12,96
0,64	17,28
0,80	21,6

De los resultados experimentales (Figura 7) se pueden distinguir fundamentalmente tres etapas en el comportamiento del piso.

En los primeros ciclos la rigidez (Figura 8) y la resistencia no experimentan variaciones importantes. Sin embargo, se empiezan a observar ya no linealidades debidas fundamental-

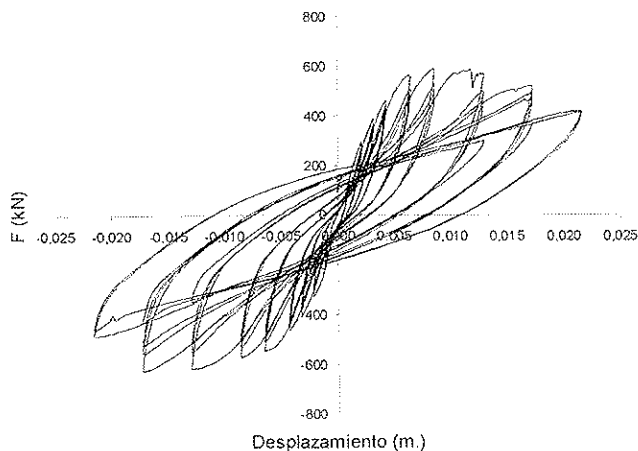


Figura 7. Comportamiento histerético del pórtico reacondicionado.

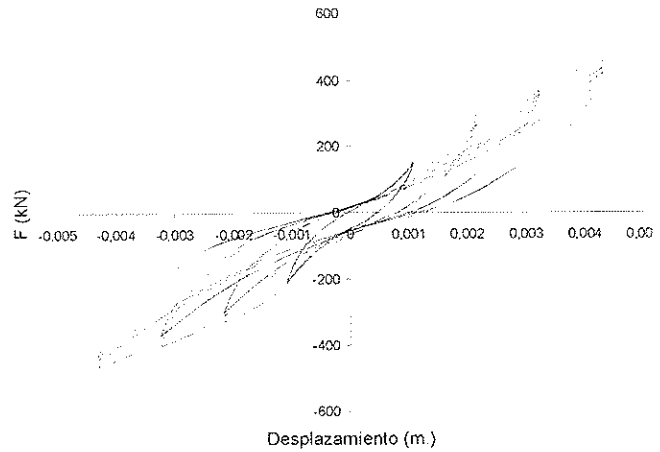


Figura 8. Respuesta en los ciclos iniciales.

mente a los muros. En esta primera fase se estaría hablando de un desplazamiento entre forjados del 0.16%.

En los tres niveles de desplazamiento siguientes (Figura 9) la carga deja prácticamente de aumentar y la no linealidad se hace más patente. Ya en la primera tanda de ciclos (0.24%) se produce la plastificación del elemento disipador. Igualmente se observó la pérdida de adherencia lateral entre pórtico y muros y el agrietamiento y aplastamiento de la mampostería en las esquinas.

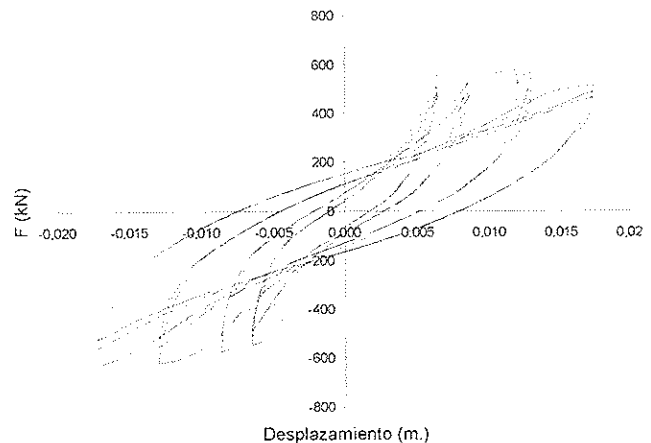


Figura 9. Ciclos en los que la pérdida de resistencia se hace patente.

Al aplicar un desplazamiento relativo de 0.48% se produce una brusca caída de resistencia provocada por la pérdida de resistencia a cortante de los pilares extremos. Se ha producido también plastificación de las alas del elemento metálico por flexión y ha continuado el aplastamiento de las esquinas de ambos muros.

Ya en los ciclos correspondientes al 0.64% de desplazamiento relativo se observó el fallo en los pilares extremos por cortante sin que el disipador hubiese alcanzado su capacidad máxima (Figura 10).

4. RESULTADOS NUMÉRICOS

El ensayo anterior se simuló numéricamente con los modelos de elementos presentados anteriormente. En la Figura 11

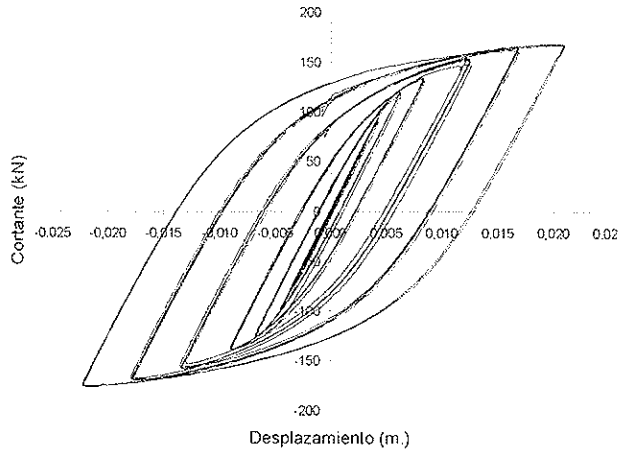


Figura 10. Comportamiento del dissipador.

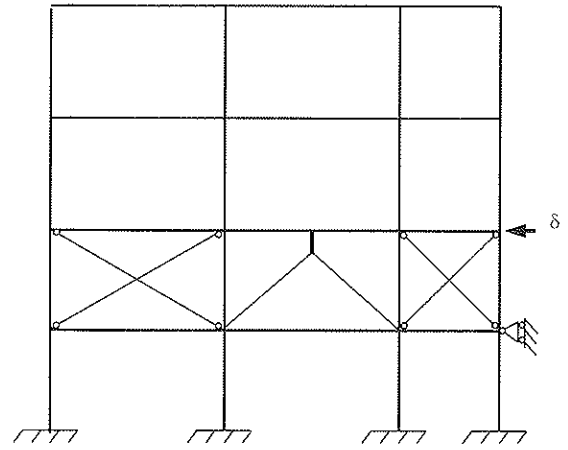


Figura 11. Modelo de cálculo empleado.

se representa el modelo propuesto para el piso con mampostería reacondicionado. Los elementos del pórtico se simularon con el modelo expuesto en el apartado 2.1.1 mientras el comportamiento de la mampostería se incluyó mediante diagonales equivalentes (apartado 2.1.2); en el reacondicionamiento para las diagonales metálicas se emplearon elementos viga elásticos y para el elemento dissipador metálico el modelo comentado en el apartado 2.2.

Los resultados numéricos se muestran en la Figura 12. Por comparación con la Figura 7 se observa un ajuste aceptable en todos los aspectos excepto en la degradación de resistencia. Los fenómenos acumulativos no fueron representados por el modelo.

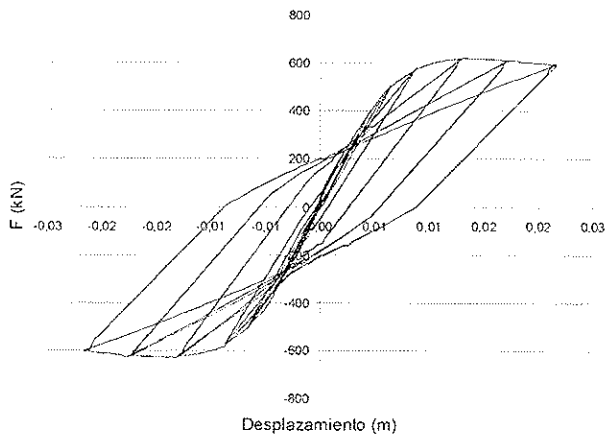


Figura 12. Resultados numéricos.

La rigidez inicial es algo menor en los resultados numéricos lo que puede estar relacionado con el hecho de que la rigidez inicial de la diagonal considerada en el cálculo fue de alrededor del 30% de la inicial estimada. Por tanto, la fase inicial de separación de portico y relleno y de progresiva fisuración de la mampostería no se recoge en el modelo numérico.

En la Figura 13 se muestra la distribución final de la degradación obtenida numéricamente.

5. CONCLUSIONES

Se ha presentado un estudio experimental del comportamiento de pórticos de hormigón armado con muros de mampostería reacondicionados mediante arriostramientos excéntricos con elementos dissipadores de cortante verticales. El uso de estos elementos verticales ha mostrado una capacidad disipativa excelente y resulta particularmente atractivo al permitir su dimensionamiento solamente para fuerzas cortantes horizontales.

Se ha presentado igualmente un modelo numérico de evaluación del daño en pórticos de hormigón armado con muros de relleno. Dicho modelo representa bien el comportamiento global de la estructura y puede ser empleado como herramienta de evaluación sísmica estructural. A la vista de los resultados, de cara a estudiar el comportamiento dinámico del pórtico sería deseable obtener un mejor ajuste de la rigidez inicial y de la consideración de los fenómenos de degradación de resistencia por fatiga.

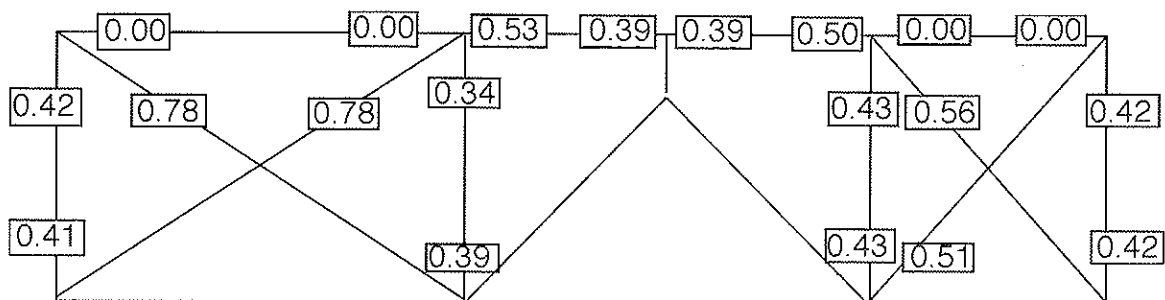


Figura 13. Distribución final del daño en el piso reacondicionado.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se enmarca dentro del Proyecto de Investigación PB-97-0564 titulado "Fiabilidad y vulnerabilidad sísmica de estructuras" subvencionado por el Ministerio de Educación y Cultura.

Asimismo, los datos experimentales usados en este trabajo fueron obtenidos de los ensayos experimentales llevados a cabo en el laboratorio ELSA del JRC (Joint Research Center) y financiados por la Comisión Europea bajo el programa ICONS de formación y movilidad de investigadores.

REFERENCIAS

[1] Lemaitre, J., A course on damage mechanics, Springer Berlin 1996.

[2] Ortiz, M., A constitutive theory for the inelastic behaviour of concrete, *Mech. Mater.*, Vol 4, 1985, 67-93.

[3] Cohn, M.Z. and Franchi, A., Structural Plasticity Computer System: STRUPL. *J. Struct. Div.*, 105, 1979, 789-804.

[4] Cipollina, A., López-Hinojosa and A., Flórez-López, J., A Simplified Damage Mechanics Approach to Nonlinear Analysis of Frames. *Comput. Struct.* 54, 1995, 1113-1126.

[5] Perera, R., Carnicero, A., Alarcón, E. and Gómez, S., A fatigue damage model for seismic response of RC structures, *Computers and Structures* 78, 2000, 293-302.

[6] Calvi, M., Reinforced concrete infilled frames", in "RC frames under earthquake loading, CEB (Comité Euro-International du Beton) Bulletin 231, 1996, 231-275.

[7] Mainstone, R.J. , On the stiffnesses and strengths of infilled frames", *Proc. Inst. Civil Eng.*, iv 7360s, 1971.

[8] Gómez, S., Evaluación del reacondicionamiento sísmico de pórticos de hormigón armado con relleno de mampostería mediante arriostramiento excéntrico, Tesis Doctoral, 2001.

[9] Ricles, J.M. and Popov, E.P. , Dynamic analysis of seismically resistant eccentrically braced frames, Report No UCB/EERC-87/07, Earthquake Engrg.Res.Ctr., Univ. Of California, Berkeley, 1987b.

[10] Tamijani, M.G., Analytical model and design of eccentrically braced frame with vertical shear link, Tesis Doctoral, TU Darmstadt, 1998.

[11] Ricles, J.M. and Popov, E.P. , Experiments on eccentrically braced frames with composite floors, Report No UCB/EERC-87/06, Earthquake Engrg.Res.Ctr., Univ. Of California, Berkeley, 1987a.

[12] Kasai, k. and Popov, E.P., A study of seismically resistant eccentrically braced steel frame systems Report No UCB/EERC-86/01, Earthquake Engrg.Res.Ctr., Univ. Of California, Berkeley, 1986.

Lista Provisional de Ponentes Invitados y Temas

Antonio Aguado

Universitat Politècnica de Catalunya, España.
Sistema Integrado de Toma de Decisiones para Proyecto y Obra

Theodore W. Bremner,

University of New Brunswick, Canadá.
Supplementary Cementitious Materials in Concrete for the Marine Environment

Mario Collepardi

ENCO, Italia.
Self-Compacting Concrete - What is New?

Per Fidjestol

Elkem, Noruega.
Environmental Issues and Silica Fume

Terrence C. Holland

American Concrete Institute, E.E.U.U.
Role of ACI in Environmental Issues

P. Jahren

Noruega.
Challenges in Environmental Issues

Wilbert S. Langley

Concrete and Materials Technology, Canadá.
Case Histories in the Use of High Volume Fly Ash

Juan C. López Agüi

Instituto Español del Cemento y Sus Aplicaciones, España.
Evaluación del Ciclo de Vida del Cemento

V. Mohan Malhotra

CANMET, Canadá.
High Volume Fly Ash Concrete

P. Kumar Mehta

University of California, E.E.U.U.
Concrete Technology for Sustainable Development

Tarun Naik

By-Products Utilization Center, University of Wisconsin, E.E.U.U.
Use of Waste Materials in Green Concrete

Jean Péra

Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Francia.
Use of Waste Slag Materials in Concrete

Bruce W. Ramme

Wisconsin Electric Power Company, E.E.U.U.
Benefits of Fly Ash and Research on Class F and Class E Fly Ash

Enric Vázquez

Universitat Politècnica de Catalunya, España.
Reciclaje y Reutilización del Hormigón

Los idiomas del seminario serán **Inglés y Castellano**.
Se proporcionará traducción simultánea **Inglés/Castellano**

CUOTAS DE INSCRIPCIÓN

Antes del 1 de Octubre: 300 euros

Después del 1 de Octubre: 350 euros

Cuotas reducidas para estudiantes e ingenieros jóvenes (bajo petición)

La inscripción da derecho a los participantes a:

- Asistencia a todas las sesiones
- Un ejemplar del libro *Proceedings of the CANMET/ACI Intl. Symp. On Sustainable Development in Cement and Concrete*, Ed. V.M. Malhotra, 2001
- Recopilación de las ponencias presentadas en castellano
- Pausas-café
- Cena del 4 de noviembre

ORGANIZACIÓN DEL SEMINARIO

Ravindra Gettu (*Coordinador*)

Luis Agulló
Alejandro Josa

Joana Roncero

Antonio Aguado
Pere Alavedra

Tomás García

Enric Vázquez

Universitat Politècnica de Catalunya
E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Edificio C1, Jordi Girona 1-3, 08034 Barcelona
Tel.: +34-93 401 7354, FAX: +34-93 401 1036
e-mail: sem.sostenibilidad@upc.es
<http://www-ec.upc.es/sostenibilidad.htm>

Losa semi-prefabricada pretensada mixta

Semi-prefabricated prestressed mixed slab

Luis M. Bozzo

Profesor Universidad de Gerona

luis.bozzo@udg.es

RESUMEN

El artículo describe un sistema estructural de losa semi-prefabricada pretensada mixta recientemente empleado por primera vez en España para la construcción de la biblioteca de la Universidad de Lleida. El sistema está formado por un "esqueleto metálico" mixto prefabricado y pretensado en planta. Este elemento resistente se transporta a obra y permite apoyar prelosas pretensadas, construyéndose losas en un tiempo difícil de reducir y simplificando el trabajo "in situ". Con este sistema se han construido módulos con luces desde 12 x 8m hasta 12 x 12m con cantos totales de 30 cm. En este trabajo se describe el sistema junto con un ensayo destructivo realizado para caracterizar la respuesta de un elemento lineal de forma instantánea y manteniendo la carga durante 3 días. Los resultados experimentales se contrastan con previsiones analíticas simples.

SUMMARY

This article describes a structural system formed by a mixed semi-prefabricated slab, which has been used for the first time in Spain for the construction of the University of Lleida. The system is made up of a prestressed prefabricated mixed steel skeleton. This element is transported into site, supporting prestressed concrete pre-slabs which allow avoiding false framework and reducing "in situ" work such as adding positive bars. Using this systems 12 x 7m up to 12 x 12m modules have been constructed with a maximum 30 cm concrete thickness. This article describes the system along with a destructive test carried on to characterize the response

of a linear element. The test was instantaneous and maintaining the load for three days. The experimental results are compared to simple analytical predictions.

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto de estructuras mixtas se remonta en España al puente Tordera planteado por E. Torroja en la década de 1940. La lógica estructural de las soluciones mixtas es clara y por ello su empleo y constantes desarrollos en elementos lineales (Martínez-Calzón y Ortiz-Herrera, 1978), contándose con soluciones analíticas desde hace muchos años (Beer, 1951). Sin embargo, a pesar de sus ventajas el proyecto de losas mixtas, no ha sido paralelo al de los elementos lineales, siendo muy pocas las estructuras en esta tipología. Entre sus ventajas frente a estructuras convencionales de pórticos se puede destacar la mayor flexibilidad en la distribución de pilares en planta, su potencial disminución de canto total y facilidad de ejecución.

Las losas convencionales, sin embargo, tienen una desventaja importante que es su considerable incremento de peso propio y su menor resistencia frente a acciones sísmicas. Esta última desventaja se debe no sólo al aumento de peso sino a su mayor propensión a fallos frágiles tipo punzonamiento de pilares. Consecuencia de ello es conocido que en zonas de alta sismicidad sistemas estructurales en base a losas reticulares no son recomendables o incluso su uso no está permitido.

Por estos motivos se ha desarrollado desde hace más de 30 años en el Perú las losas reticulares mixtas ("tridilosas") que

permiten cubrir luces de 20-30 m con sobrecargas de 5kN/m^2 con 50cm de canto y solo $1,5\text{kN/m}^2$ de peso propio (Bozzo y Bozzo, 83; Bozzo, 99). El uso de este sistema en países donde la mano de obra es elevada en comparación a Latinoamérica no es, actualmente, conveniente por su costo constructivo. Una variación de estas estructuras, las mallas mixtas generalizadas, permiten superar estos inconveniente y serán el tema de artículos posteriores.

En base a los trabajos del ing. Ollila en Finlandia, se ha construido recientemente en España una losa mixta semi-prefabricada pretensada que potencialmente requiere menos trabajo "in situ", en comparación a la "tridilosa". La estructura construida con este novedoso sistema es la biblioteca para la universidad de Lleida proyecto de los arquitectos Gullichsen & Vormala. El proyecto estructural global lo realizó la empresa R. Brufau y asociados. En esta obra las luces varían entre módulos de 12×8 m hasta 12×12 m, con cantos totales de sólo 30cm. Este artículo describe el sistema junto con los ensayos experimentales realizados para su caracterización.

2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

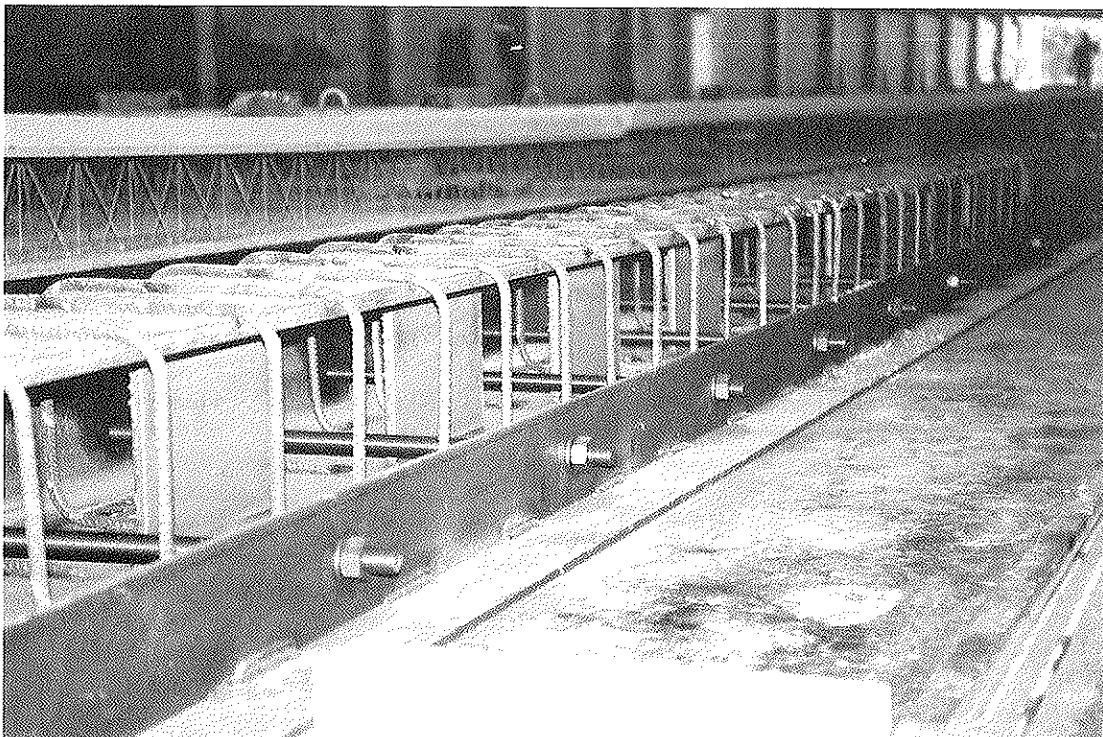
El sistema se basa en el empleo de un "esqueleto metálico" (ver Fotografía 1) pretensado prefabricado siguiendo los ejes de pilares y prelosas también pretensadas apoyadas en ellos. Con este sistema se puede construir plantas rectangulares del tipo 12×12 m con cantos totales de 30 cm prácticamente sin apuntalamiento y con tiempos de ejecución similares al de su montaje. Como distancia máxima entre pilares se puede establecer los 15-20 m entre apoyos.

Es conocido que en losas las tensiones se concentran en las llamadas "franjas de pilares" en comparación a las "franjas centrales". Por ello en estas zonas se ubican los elementos

pretensados apoyándose en ellos las prelosas. Dado que prelosas con dimensiones superiores a los 8-10 m son difíciles de transportar y montar en obra se establece la planta "óptima" para este sistema en losas de 12×8 m. Una dificultad de cálculo para este sistema es la ortotropía ocasionada por la fisuración transversal de las prelosas, aunque desde hace muchos años ya se cuenta con herramientas informáticas eficientes capaces de simular esta situación (Bozzo 1986; Murcia y Bozzo 1994).

La figura 1 muestra un vano tipo de una planta con este sistema en módulos de 10 a 20m por 8 a 12m entre pilares. Las jácenas mixtas se ubican en la dirección de la luz mayor o en ambas direcciones si fuese necesario. Apoyándose en ellas en las zonas laterales de las jácenas metálicas (ver fotografía 1) se apoyan directamente las prelosas. Las jácenas principales vienen preparadas con unas perforaciones para el paso de las armaduras de los pilares y la unión entre ellas se realiza mediante soldadura de los esqueletos metálicos.

De esta forma el sistema se basa en un entramado de vigas mixtas y prelosas. La viga mixta está formada por un "esqueleto" metálico, tal como el mostrado en la fotografía 1. La parte metálica está formada por una semi-viga HEB-320 aligerada para permitir el paso del hormigón y soldada a una plancha en su extremo inferior de 800×10 mm. A esta plancha inferior se sueldan dos perfiles angulares L100.10 laterales, hormigonándose su interior previo paso de N cables de pretensado de $\phi 0.6$ ". El número de cables de pretensado varía en función de las luces y cargas habiéndose construido jácenas empleando entre 8 y 12 cables, contando la viga ensayada con 10 unidades. Este esqueleto metálico con su correspondiente patín de hormigón se construyeron y pretensaron en la planta de la empresa "Alternativas técnicas para los Forjados (ATEFOR)", siguiendo la línea de fabricación mostrada en la fotografía 2.



Fotografía 1. Esqueleto metálico.

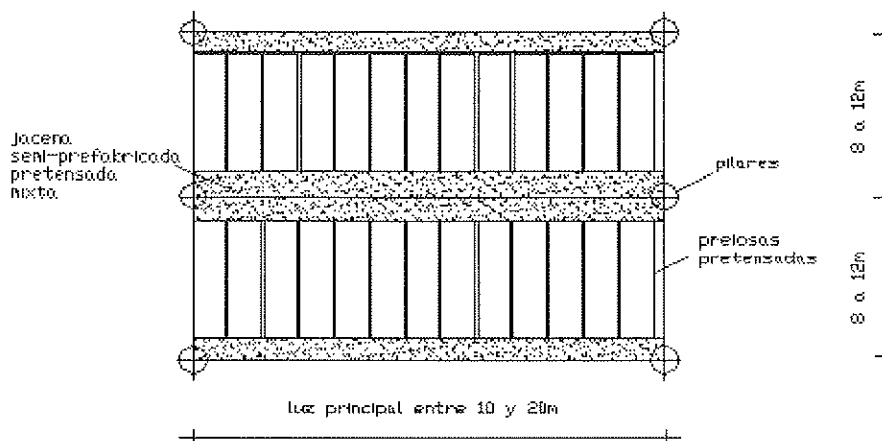
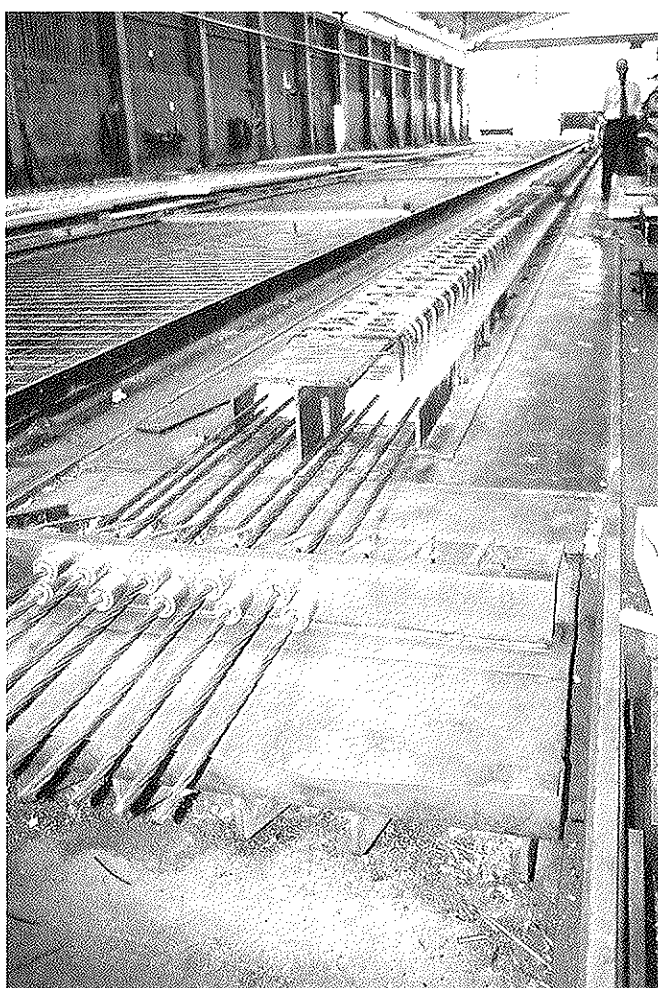


Figura 1: Módulo tipo mediante este sistema en paños libres entre 10-20m y 8-12m.



Fotografía 2. Línea de fabricación después de hormigonar extremo pretensado. Fábrica ATEFOR.

El hormigón de la zona prefabricada es del tipo H50 y el acero de los perfiles es el denominado S275JR. El perfil HEB-320 está recortado en su longitud a manera de viga aligerada para disminuir el peso, y permitir el paso de armaduras transversal y hormigón circundante, aumentando su monolitismo. Transversalmente se disponen cercos $\phi 12$ soldados y barras $\phi 20$ cada 60 cm pretensadas para asegurar una adecuada transferencia del pretensado longitudinal al esque-

leto metálico. Los conectores $\phi 12$ se soldaron a una separación variable para aumentar el trabajo conjunto del hormigón vertido "in situ" contribuyendo a su resistencia al cortante.

En general la viga se prefabrica en línea y se transporta a obra donde se completa la parte superior. Las vigas metálicas pueden unirse para darles continuidad y los pilares también pueden plantearse como mixtos para asegurar una mejor transferencia del punzonamiento en zonas de alta sismicidad (ver fotografía 3). De esta forma el tiempo de ejecución se reduce a la ubicación de la armadura transversal de positivos en la zona de las prelasas y de negativos en zonas de pilares (ver fotografía 4).

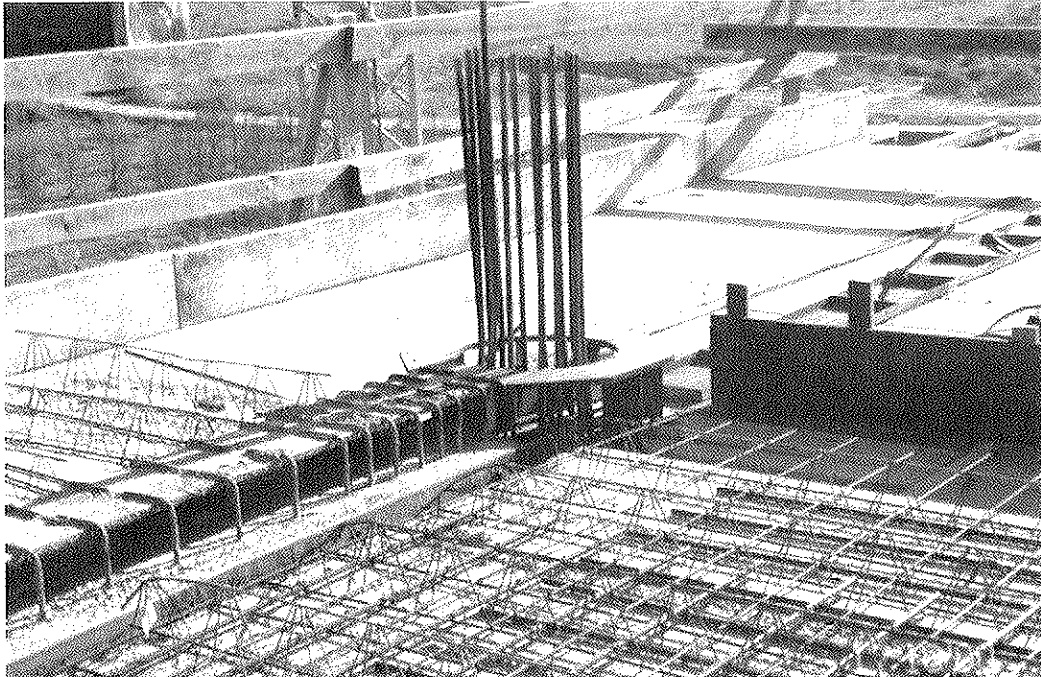
El sistema previo Finlandés constaba de un esqueleto metálico similar pero con las siguientes variaciones:

- La plancha inferior era estriada para aumentar la adherencia con el hormigón
- No se partía de un perfil HEB recordado sino de un perfil tipo angular o incluso redondo y un alma discontinua de chapa
- Los cercos transversales no estaban soldados al esqueleto metálico

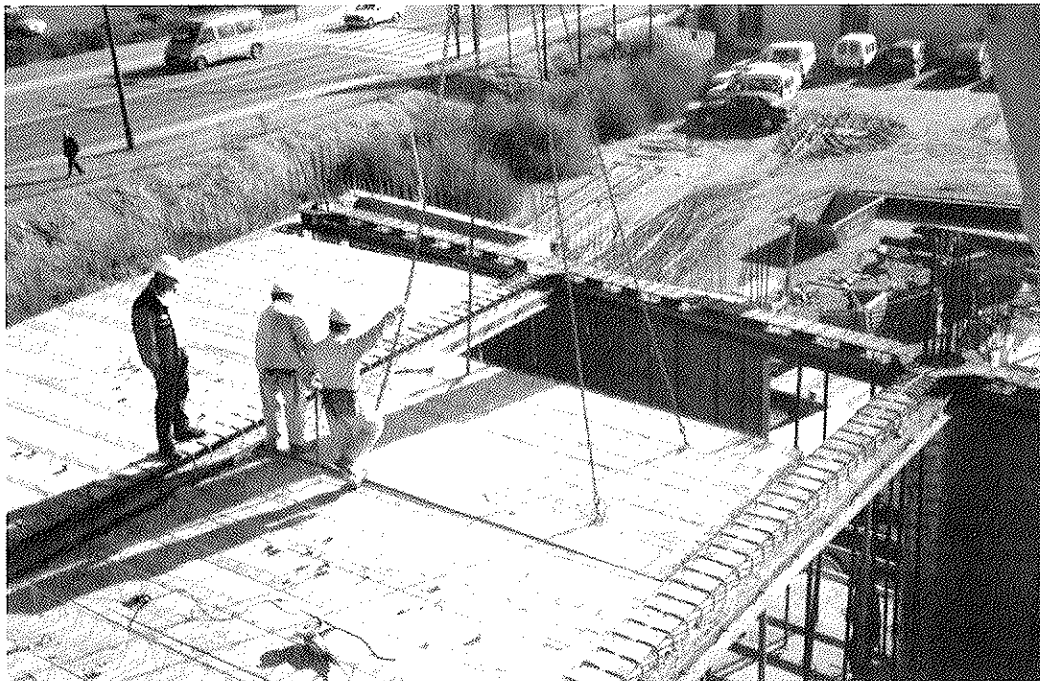
Las diferencias entre el sistema adoptado y el propuesto por el ing. Ollila de Finlandia se debieron a la dificultad de encontrar en el mercado local planchas estriadas con los espesores necesarios, junto con las ventajas en inercia que se lograban empleado semi-vigas HEB en comparación a perfiles angulares. Por otra parte la estabilidad frente al pandeo del cordón comprimido durante la transferencia era mayor en el diseño adoptado y necesaria por el nivel de pretensado adoptado (hasta 2.300,kN).

3. ENSAYO EXPERIMENTAL Y PREVISIONES ANALÍTICAS

Dada la novedad del sistema descrito se consideró oportuno la realización de ensayos experimentales para determinar su



Fotografía 3. Zona con detalles dúctiles en jácena mixta y paso de armaduras de pilar mostrando anclaje mecánico ala superior semi-viga HEB.



Fotografía 4. Montaje de prelas apoyadas en jácenas mixtas. Luces 12 x 12 m.

resistencia última, así como su comportamiento en servicio. El ensayo de una losa completa se consideró innecesario debido a que la novedad del sistema se concentra en los elementos lineales, además de la significativa mayor complicación que ocasionaría el ensayo de una losa en comparación al de un elemento lineal.

En consecuencia el criterio adoptado fue el de ensayar un elemento de los que se emplearían en la construcción de la biblioteca para la universidad de Lleida. La longitud de la viga simplemente apoyada ensayada fue de 830 cm hormigonándose la parte superior de la viga prefabricada mostrada en las

Fotografías 1 y 2. Para no dejar zonas de hormigón sin armar se añadieron dos barras $\phi 12$ de piel completando una sección rectangular de 600x300 mm. El hormigón superior en la fecha del ensayo tuvo una resistencia característica $f_{ck} = 38\text{Mpa}$ mientras que el hormigón en la zona pretensada alcanzó $f_{ck} = 47,3\text{ Mpa}$. El acero de los perfiles es el denominado S275JR.

El ensayo se realizó en el "laboratorio General de Ensayos" de la Generalitat de Cataluña (ver fotografía 5). El esquema de cargas se muestra en la figura 2 y corresponde a dos cargas puntuales aplicadas a 300 cm de cada apoyo mediante rodillos articulados longitudinalmente e instalados sobre una viga de

reparto. Este esquema garantiza una zona central de momento constante. El dimensionamiento indicaba un agotamiento por flexión antes de uno por cortante o adherencia entre el esqueleto metálico y el hormigón.

La instrumentación consistió en dos sensores de desplazamiento tipo LVDT en el centro de la luz y en la cara inferior de la muestra. La precisión de estos sensores marca TRANS TEK fabricados para MTS es superior al 0,5%. El ensayo se realizó con una prensa dinámica marca MTS de 15 MN de capacidad con una precisión de fuerza superior al 0,5%. La temperatura ambiental registrada durante el ensayo fue de aproximadamente $21 \pm 3^\circ\text{C}$.

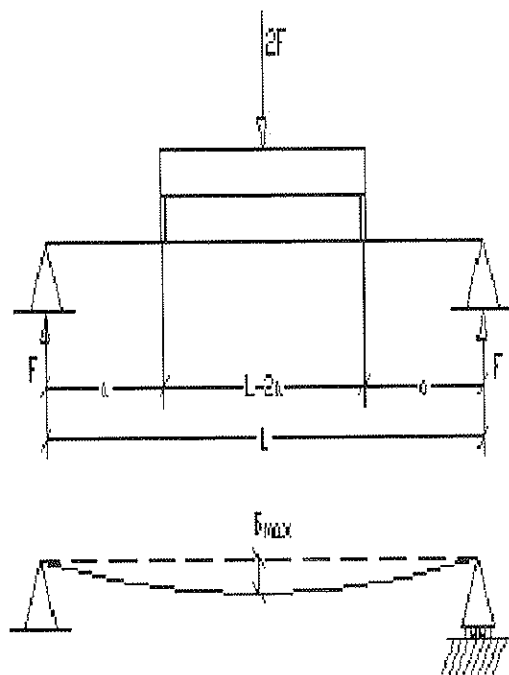


Figura 2. Esquema general de cargas.

El ensayo se dividió en tres fases de carga:

- Carga de servicio
- Mantenimiento de la carga de servicio
- Carga de rotura

La carga de servicio analítica se determinó en 210kN aplicándose en 300s bajo velocidad constante de incremento de fuerza. Se procedió posteriormente a una descarga con el mismo perfil determinándose la flecha remanente. La velocidad de captación de datos fue de 1 dato/s.

Posteriormente se aplicó nuevamente la mencionada carga de servicio en 300s y se mantuvo la misma durante 67 horas y 45 minutos para estimar los efectos diferidos. La descarga se realizó siguiendo nuevamente el mismo perfil y captación de datos. Durante el mantenimiento de la carga se captaron datos cada 15 minutos.

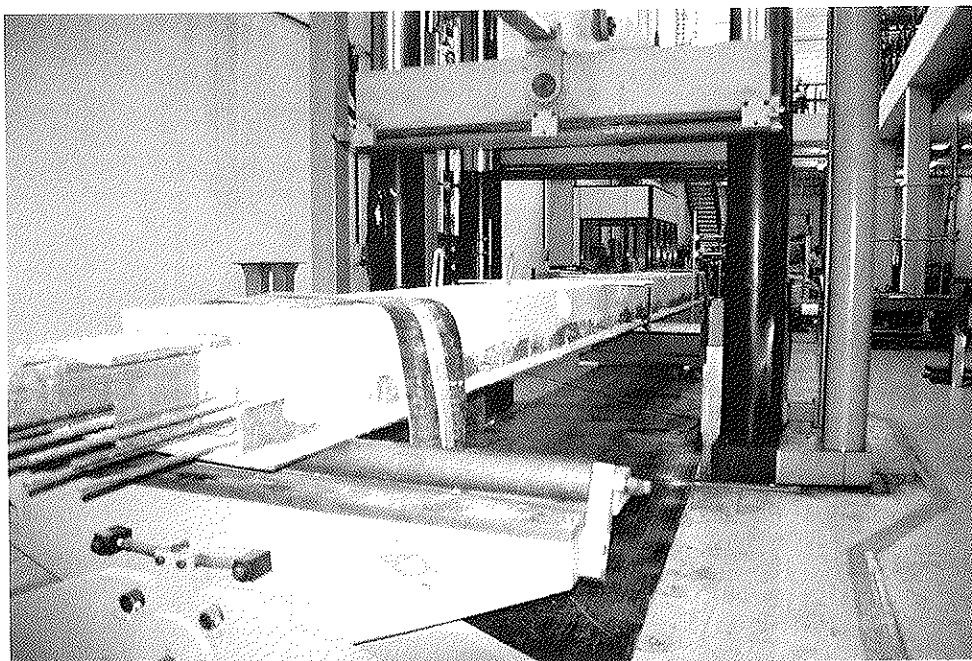
Finalmente se procedió a realizar el ensayo a rotura bajo control de desplazamientos con velocidad constante de 7,5 mm/min. La velocidad de captación de datos fue nuevamente de 1 dato/s.

3.1. Flechas

Dada la distribución de cargas mostrada en la figura 2 y a la ausencia de fisuración por el pretensado, la flecha se determina según la siguiente expresión:

$$\delta_{\max} = \frac{Fa}{24EI} (3L^2 - 4a^2) \quad (1)$$

donde F es la fuerza en cada punto de aplicación de la misma (la total es 2F), 'a' es la distancia hasta el apoyo ($a = 300 \text{ cm}$),



Fotografía 5. Vista previa al ensayo.

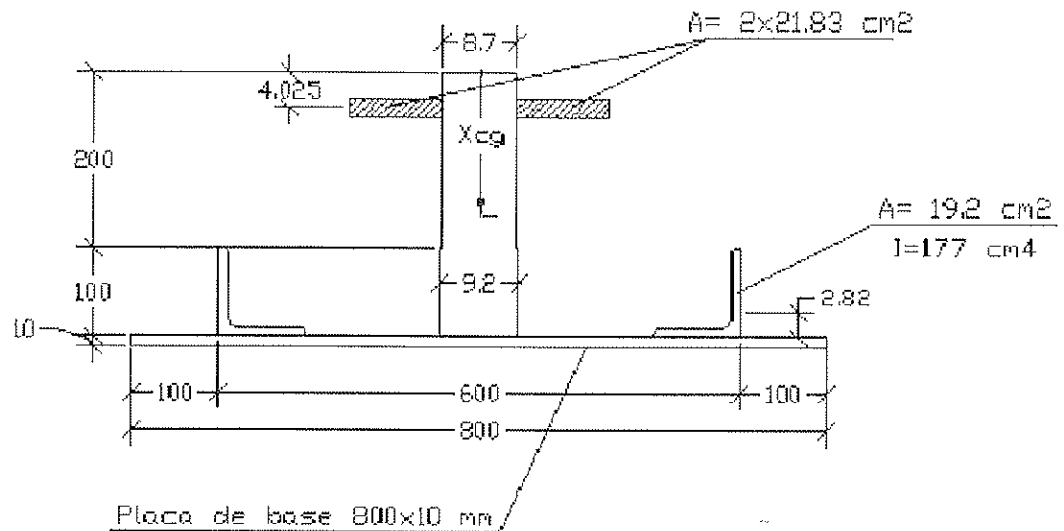


Figura 3: Sección homogeneizada.

'L' es su longitud ($L = 830 \text{ cm}$), 'E' es el módulo de elasticidad e 'I' su inercia. Reemplazando estos valores se obtiene:

$$\delta_{\max} = 21333750 \frac{F}{EI} \quad (2)$$

De esta forma basta con considerar una sección homogeneizada, según uno de los materiales de la sección mixta. Por simplicidad se considera el material acero para homogeneizar la sección. Dado que se emplearon 2 tipos de hormigón con módulos de elasticidad distintos, se calculan dos coeficientes "n" que relaciona su módulo de elasticidad al del acero. Considerando el módulo de elasticidad para el hormigón adoptado en la EHE se tendría:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,1 \times 10^5}{8500 \sqrt{f_{ck} + 8}} \quad (3)$$

obteniéndose para los hormigones $f_{ck} = 38$ y $47,3 \text{ N/mm}^2$ los coeficientes $n_1 = 6,9$ y $n_2 = 6,5$, respectivamente. De esta forma la sección homogeneizada se muestra en la Figura 3 adjunta.

La sección homogeneizada tiene una inercia, $I = 46827 \text{ cm}^4$, con lo cual considerando el módulo de elasticidad correspondiente al acero y reemplazando en (2) se obtiene:

$$\delta_{\max} = 0.202F$$

Tal como se ha indicado, la carga de servicio de cálculo es $2F = 210 \text{ kN}$, con lo que la flecha teórica instantánea es:

$$\delta_{\max} = 2,121 \text{ cm}$$

La figura 4(a) muestra la variación de la flecha en función del nivel de carga durante la primera fase del ensayo de carga y descarga, observándose una respuesta prácticamente lineal. La flecha experimental para una carga de 210 kN fue de $2,327 \text{ cm}$ contrastándose un error del $8,8\%$ con la flecha teórica. En la

Gráfico Fuerza-Flecha Fase 1

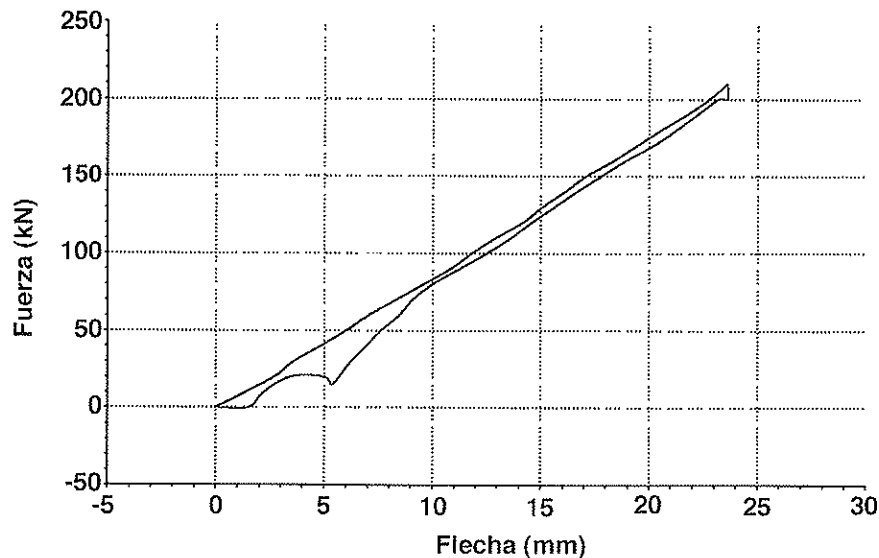


Figura 4: (a) Resultado experimental en la fase 1 del ensayo.

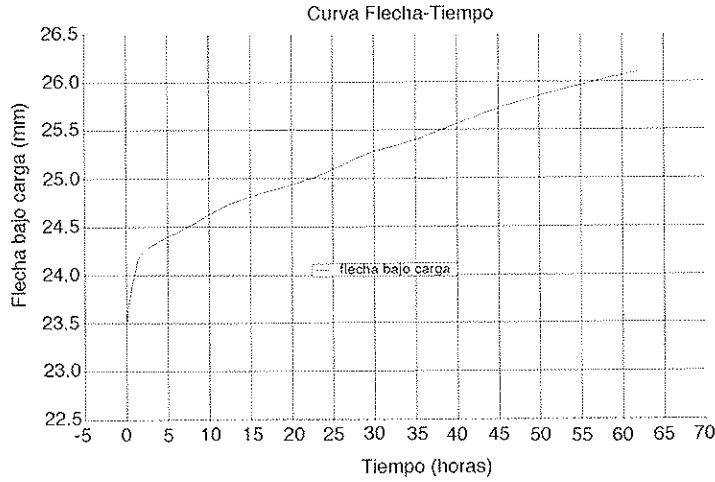


Figura 4(b) Respuesta manteniendo la carga de servicio durante 67horas y 45 minutos.

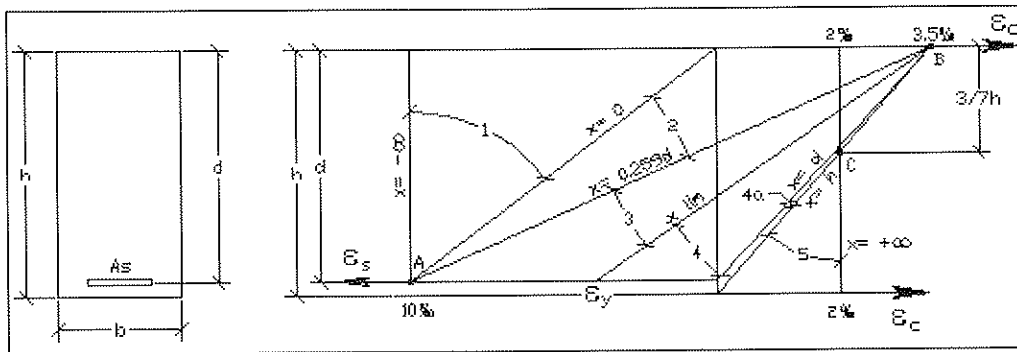


Figura 5: Teoría de los dominios.

etapa de ensayo instantáneo se procedió a retirar la carga alcanzándose una flecha remanente de sólo 0,68mm y verificándose nuevamente la respuesta lineal elástica sin prácticamente deslizamiento entre el esqueleto metálico y el hormigón. La figura 4(b) presenta la variación de la flecha en la fase 2 del ensayo manteniendo la carga de 210kN durante casi 3 días, observándose el efecto de la fluencia y como tiende asintóticamente a estabilizarse por efecto del pretensado previo de la zona prefabricada y la abundante presencia de acero.

3.2. Agotamiento por flexión

Tal como es conocido el dimensionamiento de secciones de hormigón armado y pretensado en España se basa en la teoría de los dominios (ver Figura 5). Esta teoría define diversos modos de agotamiento tal como el del acero en tracción bajo deformaciones de 0,01 o el hormigón en compresión de 0,0035 bajo el supuesto de flexión pura o compuesta. Un aspecto importante de estos modos de agotamiento es su naturaleza frágil o dúctil, asociándose a un fallo del acero (o por lo menos que este se sitúe en zona plástica) una deformación significativa y, por tanto, uno dúctil. Recordándose que la diferencia entre el dominio 3 y 4 es la posición del acero en zona de fluencia o no, es aceptado que en flexión pura el dominio 4 debe evitarse o emplear armadura de compresión

que evite un fallo frágil. La figura 6 muestra una comparación entre curvas de diseño para flexión pura según los planteamientos Españoles y de la normativa americana del ACI. El

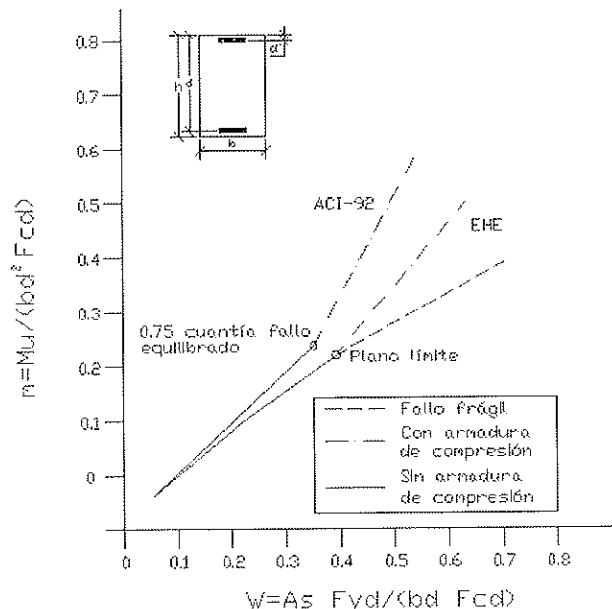


Figura 6. Capacidad última de secciones según EHE y ACI en flexión pura.

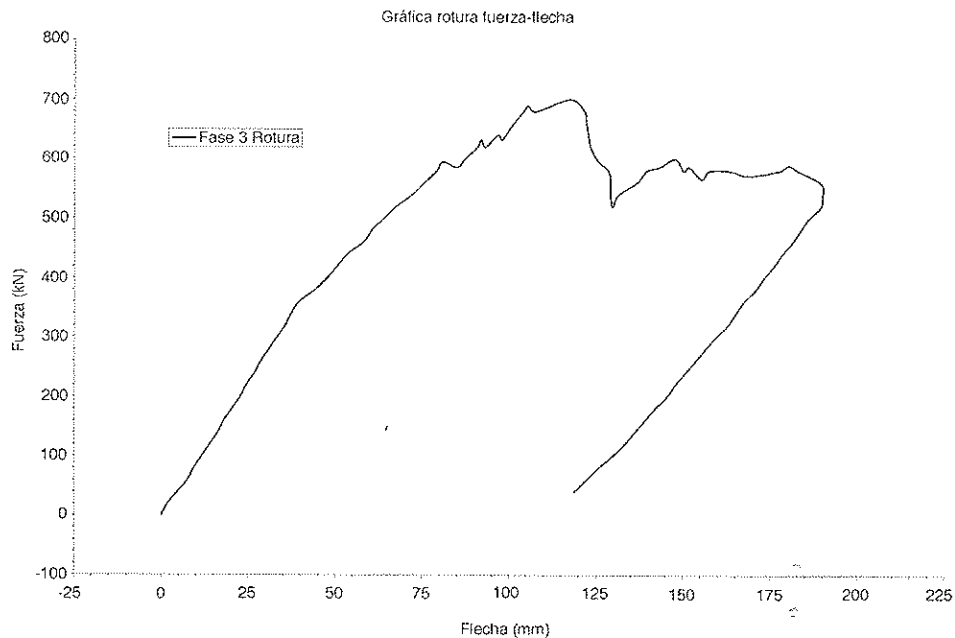


Figura 7. Resultado experimental fase 3, rotura.

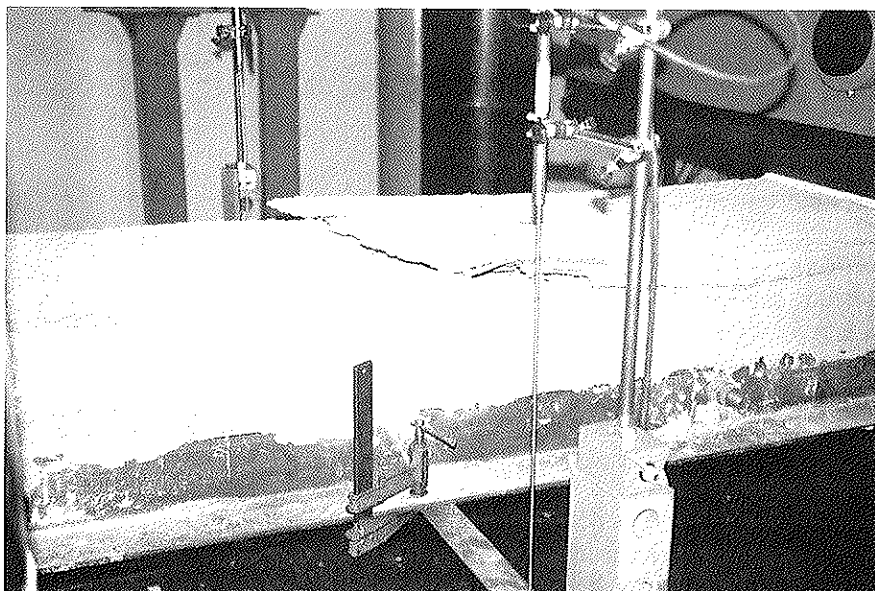
plano límite de la norma Española corresponde a lo que se denomina el “fallo equilibrado o balanceado” de la norma americana y en ambos casos a partir de ese plano se necesita emplear armadura de compresión.

Por otra parte debe observarse que el pretensado de la viga se realiza antes de hormigonar el patín superior de hormigón y, por tanto, las fibras superiores no parten de un estado tensional. Al cargarse la viga las fibras inferiores se descargan hasta agotarse la sección.

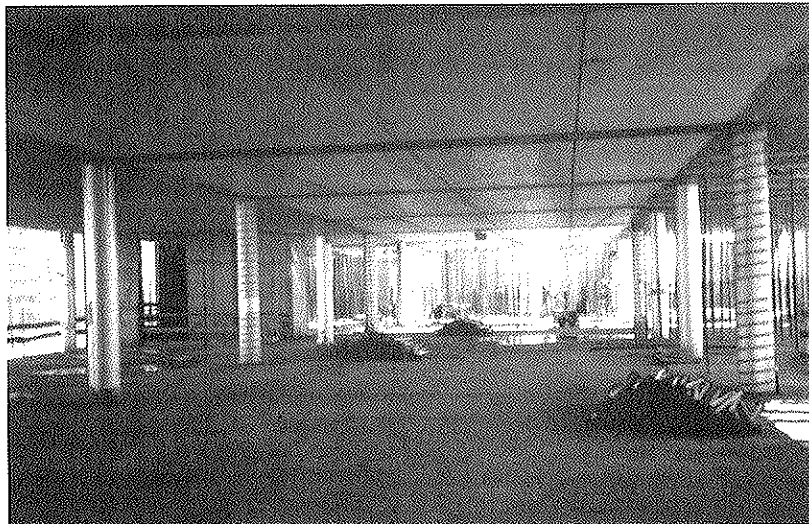
La Figura 7 presenta el resultado experimental durante la fase 3 del ensayo a rotura. En esta figura se observa una respuesta lineal en un rango superior al esperado de servicio

hasta casi 350kN. Este resultado se debe, en parte, a que la carga de servicio mencionada corresponde a la de diseño de la viga considerando pérdidas diferidas. Cerca de las 600kN se procedió a una parada de inspección dado que la carga de rotura teórica se determinó en 630kN. Esta carga se determinó en base al programa educacional DOMINIOS, el cual se puede obtener de forma gratuita a través de la página web de la Universidad de Gerona (<http://emci.udg.es/mmcte/>) en el departamento de ingeniería mecánica y construcción industrial. Así, empleando el programa sin coeficientes de minoración de resistencia de los materiales se obtiene un momento último de agotamiento de:

$$M^* = 949,0 \text{ kN.}$$



Fotografía 6: Fallo frágil por agotamiento del hormigón (ver vídeo del ensayo en el mencionado programa educativo).



Fotografía 7. Vista parcial de la estructura finalizada para la universidad de Lleida.

en el dominio 3, cercano al dominio 4. En el dominio 3 se encuentran agotados tanto el acero de la placa base de 800x10 mm con una deformación de $\epsilon_y = 0.0022$ y la fibra superior de hormigón con una deformación $\epsilon_c = 0.0035$. Diversos autores consideran frágil únicamente el dominio 4, siendo el 3 admisible por tenerse un agotamiento del acero. En esta viga se observa que este no es el caso (ver fotografía 6) y que el dominio 3 puede ocasionar un fallo frágil.

Por otra parte este momento último se relaciona directamente con la carga última ($2F^*$)

$$F^* = M^* / 3.$$

obteniéndose una carga total última teórica de $2F^* = 632,6$ kN. La carga real obtenida en el ensayo fue de 704 kN, teniéndose, por tanto, un carga máxima del 10% superior a la teórica.

Con respecto al agotamiento frágil observado en el ensayo debe indicarse que este se debe a la poca armadura de compresión ($2\phi 12$) añadida al perfil. Por otra parte las barras corrugadas soldadas al perfil HEB le dotaban de adherencia pero, claramente, esta es inferior a la de redondos corrugados siendo este un segundo motivo que explica el modo de fallo. En el caso de las losas mixtas esta situación no se produciría debido a las menores tensiones de compresión en el hormigón y debido a la armadura pasiva perpendicular al eje de la viga.

Para finalizar, la fotografía 7 muestra una zona de la mencionada biblioteca de la universidad de Lleida construida mediante este sistema donde se aprecia los espacios diáfanos que se pueden obtener mediante este sistema. En este sentido se puede destacar que, si bien mediante losas postensadas se pueden obtener fácilmente cantos similares o incluso menores, la ventaja principal de esta solución es ser semi-prefabricada reduciendo potencialmente el trabajo "in situ" y el tiempo de ejecución.

4. CONCLUSIONES

Este artículo presenta un sistema estructural, por primera vez empleado en España, que permitió cubrir luces con módulos de 12x12m y canto total de sólo 30cm. El sistema se basa

en ubicar elementos semi-prefabricados pretensados mixtos en la dirección de los momentos principales de una losa, tal como los ejes de pilares, y prelasas también pretensadas en la dirección ortogonal, tal como los ejes centrales. La ventaja comparativa principal frente a otras soluciones similares en cuanto a relaciones luz/canto es la potencial reducción significativa del tiempo constructivo, reduciéndolo al de montaje y ubicación de negativos, sin prácticamente encofrado.

Este artículo describe el sistema, desarrollado a partir de uno similar planteado por el prof. Ollila en Finlandia, y un ensayo de caracterización realizado en el Laboratorio General de Ensayos de la Generalidad de Cataluña. El ensayo consta de tres fases (1) carga y descarga en servicio (2) mantenimiento de la carga de servicio durante 3 días y (3) descarga y carga a rotura.

El ensayo indicó que el elemento estructural puede ser modelado con herramientas simples tipo sección homogeneizada en servicio y por la teoría de los dominios en rotura, no manifestando prácticamente fluencia. El trabajo conjunto del esqueleto metálico y el hormigón fue perfecto en cuanto no se observó deslizamiento alguno entre ellos incluso bajo la carga de rotura.

REFERENCIAS

- Beer, H. *La acción conjunta de la viga metálica y la losa de hormigón*. Ciencia y Técnica, Argentina, Mayo, 1951.
- Bozzo, Miguel. *La estructura espacial compuesta para grandes luces y/o cargas*, Capítulo del ACI peruano, Lima, Perú, 1999.
- Bozzo, Miguel y Bozzo, Luis. *La estructura espacial compuesta*, Facultad de Teología, Lima, Perú, 1983.
- Bozzo, Luis. *Análisis de losas planas empleando un elemento finito isoparamétrico mixto de 3 a 8 nudos*. Tesis grado de ingeniero civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú, 1986.
- Martínez-Calzón y Ortiz-Herrera. *Construcción Mixta Hormigón - Acero*. Editorial Rueda, Madrid, España, 1978
- Murcia, Juan y Bozzo, Luis. Análisis diferido de placas de hormigón armado y pretensado empleando elementos finitos mixtos. *Hormigón y Acero*. n. 194. pp. 17-28, 1994.

Esbeltez límite inferior en soportes de hormigón armado

Slenderness lower bound for reinforced concrete columns

José Luis Bonet Senach*
Enrique Goberna Pérez**
Miguel Ángel Fernández Prada*
Pedro F. Miguel Sosa*

* Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSI Caminos Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Valencia

** Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

RESUMEN

En este artículo, se propone una expresión para el cálculo de la esbeltez límite inferior en soportes intraslacionales de hormigón armado de sección rectangular, válida tanto para hormigones convencionales como para hormigones de alta resistencia, cuya finalidad es distinguir cuando los efectos de segundo orden pueden ser despreciados en el cálculo.

Partiendo de un criterio basado en acotar la pérdida relativa de capacidad resistente del soporte respecto a la de la sección transversal y utilizando un modelo numérico como referencia se ha analizado los distintos parámetros que influyen en la esbeltez límite inferior. Los principales factores han sido incluidos en la expresión propuesta.

Finalmente, se han comparado las expresiones propuestas para el cálculo de la esbeltez límite inferior en la Instrucción EHE y el Código Modelo de 1990, con los resultados obtenidos mediante la simulación numérica.

SUMMARY

In this paper, an expression for slenderness lower bond in RC non sway slender columns with rectangular cross-section is proposed, in order to know when the second order effects may be neglected. This expression is valid not only for normal strength concrete but for high strength concrete.

Using a criterion based on the relative loss of resistance capacity of the column in relation to that of its cross-section

and a numerical model for representing the column behaviour, the different parameters influencing the slenderness lower bond are analysed. The main factors have been included in the proposed expression.

Finally, the expressions proposed by EHE and MC90 for the slenderness lower bond have been compared to the results obtained by the numerical model.

1. INTRODUCCIÓN

En un elemento lineal sometido a esfuerzos de flexo-compresión aparecen unos esfuerzos adicionales, denominados esfuerzos de segundo orden, originados por los desplazamientos de la estructura respecto de su posición inicial. Dichos esfuerzos producen una disminución de la capacidad portante del elemento estructural respecto a la de la sección transversal, calculada a partir de los esfuerzos de primer orden.

En ciertas condiciones, los esfuerzos de segundo orden son pequeños y pueden despreciarse, permitiendo así un considerable ahorro en el esfuerzo de cálculo. Por consiguiente, resulta importante diferenciar entre aquellos soportes que requieran un análisis de segundo orden —denominados usualmente soportes esbeltos— y los que no lo precisan —soportes cortos—. Para determinar las condiciones en las que es necesario considerar los efectos de segundo orden resulta necesario definir un criterio que permita decidir cuando esto es posi-



ble. Este criterio que diferencia entre soportes cortos y esbeltos se puede expresar mediante la comparación de la esbeltez del soporte con un valor frontera que se denomina **esbeltez límite inferior**.

Existe un consenso bastante generalizado (EHE [4], CM-90 [6], EC-2 [9]) en definir este criterio acotando la pérdida de capacidad resistente, respecto al agotamiento por flexo-compresión de la sección transversal, para el mismo nivel de axil (Figura 1.a) Generalmente, los distintos autores y normativas consideran que los efectos de segundo orden son despreciables, si dicha pérdida relativa de capacidad para axil constante ($\epsilon_M(\%)$) es inferior al 10%.

$$\epsilon_M = \frac{M_0 - M_\lambda}{M_\lambda} \leq 0,1 \quad (1)$$

donde: M_0 es el esfuerzo flector de agotamiento de la sección transversal y M_λ es el esfuerzo flector máximo de primer orden que es capaz de resistir el soporte de esbeltez λ . Ambos esfuerzos flectores corresponden a un mismo esfuerzo axil

Alternativamente, se puede evaluar la pérdida de capacidad portante en función de los axiles resistentes por la sección transversal (N_0) y por el soporte de esbeltez λ (N_λ), para excentricidad constante (Figura 1.b) Esto es el caso de la normativa ACI-318(99) [1] la cual considera que los efectos de segundo orden son despreciables si la pérdida de capacidad resistente citada es menor del 5%. También utilizan esta metodología Río *et al* (1987) [13, 14, 15], aunque en este caso los efectos de segundo orden se consideran despreciables si la pérdida es menor del 10%.

En la tabla 1, se muestran las propuestas enunciadas por diferentes autores y normativas conjunto a los criterios adoptados para evaluar la pérdida de capacidad portante. En ella puede

observarse que no existe uniformidad de criterios en la elección de las variables que intervienen en las expresiones de la esbeltez límite inferior: algunas propuestas fijan un valor constante; otras distinguen diferentes expresiones según la traslacionalidad de la estructura; la mayoría consideran variable la esbeltez límite inferior en función del axil reducido; en algunas expresiones también se considera la relación de excentricidades en extremos (e_{01}/e_{02}) para los soportes intraslacionales.

A pesar de que el criterio que determina la esbeltez límite inferior sea el mismo, se observa que existen ciertas discrepancias entre algunas propuestas. La razón esencial se encuentra en la cuantía de armadura considerada en la sección transversal del soporte cuando se evalúa la pérdida de su capacidad resistente. Por una parte, Menegotto (1983 y 2000) [5, 8] al igual que el Código Modelo (1990) [6] definen la esbeltez considerando armadura constante en todo el rango de axiles. Sin embargo, Río *et al* (1987) [13, 14, 15] y Corres *et al.* (1986) [10] tienen en cuenta la armadura necesaria para resistir los esfuerzos de primer orden

La decisión de utilizar o no armadura variable en función de los esfuerzos de primer orden tiene un importante efecto en los resultados como se ilustra en la figura 2. Los métodos que consideran armadura constante, proporcionan un valor de esbeltez límite inferior decreciente con el nivel del axil reducido, justo al contrario que los métodos que consideran la armadura dependiente de los esfuerzos.

Por otra parte, el avance de la tecnología de los materiales ha posibilitado obtener hormigones de mayores prestaciones. Las ventajas inmediatas de utilizar este tipo de hormigones en soportes, se centran en un incremento de capacidad resistente o en un ahorro de material, dando lugar a secciones de menor tamaño que, con una misma capacidad resistente, ocupan un menor espacio. Por tales motivos, la utilización de hormigones de alta resistencia es cada vez más habitual.

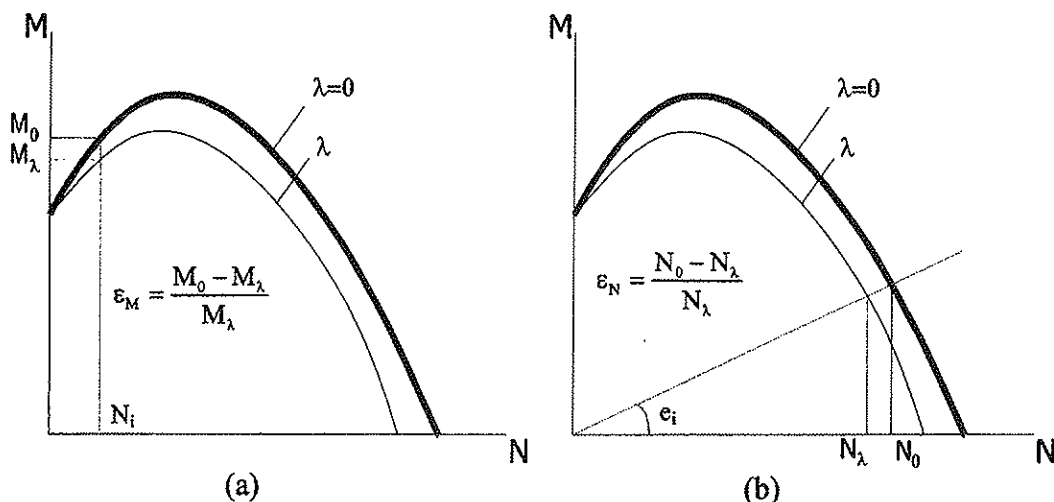


Figura 1. Definición del criterio de error. (a) Criterio de comparación con axil constante (b) Criterio de comparación con excentricidad constante.

Tabla 1. Propuestas de límite de esbeltez

Fuente	Variables	Criterio	Formulación (esbeltez mecánica)
ACI-318-99 [1]	TR α	$\varepsilon_N = \frac{N_0 - N_\lambda}{N_\lambda} \leq 0,05$	Intraslacional: $\lambda_{lim} = 34 - 12 \cdot \frac{M_1}{M_2} < 40$ Traslacional: $\lambda_{lim} = 22$
BS 8110 (1997) [3]	TR	$\varepsilon_M = \frac{M_0 - M_\lambda}{M_\lambda} \leq 0,1$	Intraslacional: $\lambda_{lim} = 52,5$ Traslacional: $\lambda_{lim} = 35$
EC-2 [9]	TR α	$\varepsilon_M = \frac{M_0 - M_\lambda}{M_\lambda} \leq 0,1$	Intraslacional: $\lambda_{lim} = 25 \cdot (2 - e_{01}/e_{02})$ Traslacional: $\lambda_{lim} = 25$
EHE [4]		$\varepsilon_M = \frac{M_0 - M_\lambda}{M_\lambda} \leq 0,1$	$\lambda_{lim} = 35$
CM-90 [6]	TR α v	$\varepsilon_M = \frac{M_0 - M_\lambda}{M_\lambda} \leq 0,1$	Intraslacional: $\lambda_{lim} = 7,5 \cdot \frac{(2-\alpha)}{\sqrt{v}}$ si $v \leq 0,39$ $\lambda_{lim} = 12 \cdot (2-\alpha)$ si $v > 0,39$ Traslacional: $\lambda_{lim} = \frac{7,5}{\sqrt{v}}$ si $v \leq 0,39$ $\lambda_{lim} = 12$ si $v > 0,39$
Corres et al (1986)[10]	α η v	$\varepsilon_M = \frac{M_0 - M_\lambda}{M_\lambda} \leq 0,1$	$\lambda_{lim} = \left(\sqrt{\frac{1,1 \cdot (e_{02}/h) - 1,035 \cdot (e_e/h) \cdot 10000}{1,035 \cdot (h/r)}} \right) \cdot 3,5$ $h/r = 4,928 + 0,584 \cdot v - 5,224 \cdot v^2 + 2,233 \cdot v^3$
MacGregor (1970) [11]	TR α	$\varepsilon_N = \frac{N_0 - N_\lambda}{N_\lambda} \leq 0,05$	Intraslacional: $\lambda_{lim} = 34 - 12 \cdot \frac{M_1}{M_2}$ Traslacional: $\lambda_{lim} = 22$
MacGregor (1993) [12]	α v	$\varepsilon_N = \frac{N_0 - N_\lambda}{N_\lambda} \leq 0,05$	Intraslacional: $\lambda_{lim} = \frac{25 - 10 \cdot (e_{01}/e_{02})}{\sqrt{v}}$
Menegotto CEB(1983) [5]	v	$\varepsilon_M = \frac{M_0 - M_\lambda}{M_\lambda} \leq 0,1$	$\lambda_{lim} = \frac{20}{\sqrt{v}}$
Río et al (1987) [13, 14, 15]	α η v	$\varepsilon_N = \frac{N_0 - N_\lambda}{N_\lambda} \leq 0,1$	$\lambda_{lim} = 3,5 \cdot \left(12,4 + 7 \cdot v - 10 \frac{e_{02}}{e_{01}} \right) \cdot \left(1 + 1,1 \frac{e_{02}}{h} \right)$
e_e Excentricidad equivalente ($e_e = 0,6 e_{02} + 0,4 e_{01} < 0,4 e_{02}$) e_{01}, e_{02} Excentricidades de primer orden en los extremos (e_{02} excentricidad de mayor valor absoluto) M_1, M_2 Momentos de primer orden en los extremos del soporte (M_2 es el de mayor valor absoluto) TR Traslacionalidad α Relación de excentricidades de primer orden en los extremos (e_{01}/e_{02}) η Excentricidad relativa (e_e/h) v Axil reducido ($N/(A \cdot f_c)$)			

Sin embargo, las propuestas de la esbeltez límite inferior incluidas en las distintas normativas han sido ajustadas para hormigones convencionales. Por consiguiente, su extrapolación a hormigones de alta resistencia es cuestionable.

2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN Y PLANTEAMIENTO

En este trabajo se presenta una expresión para el cálculo de la esbeltez límite inferior en soportes intraslacionales de

sección rectangular de hormigón armado aplicable tanto para hormigones convencionales como de alta resistencia.

Para ello, se han estudiado los parámetros que tienen mayor influencia en la pérdida de capacidad resistente del soporte respecto a la de la sección transversal y a partir de este análisis, se ha obtenido la expresión de la esbeltez límite propuesta en este estudio.

El criterio adoptado para evaluar la importancia de los efectos de segundo orden es el de axil constante. En consecuencia,

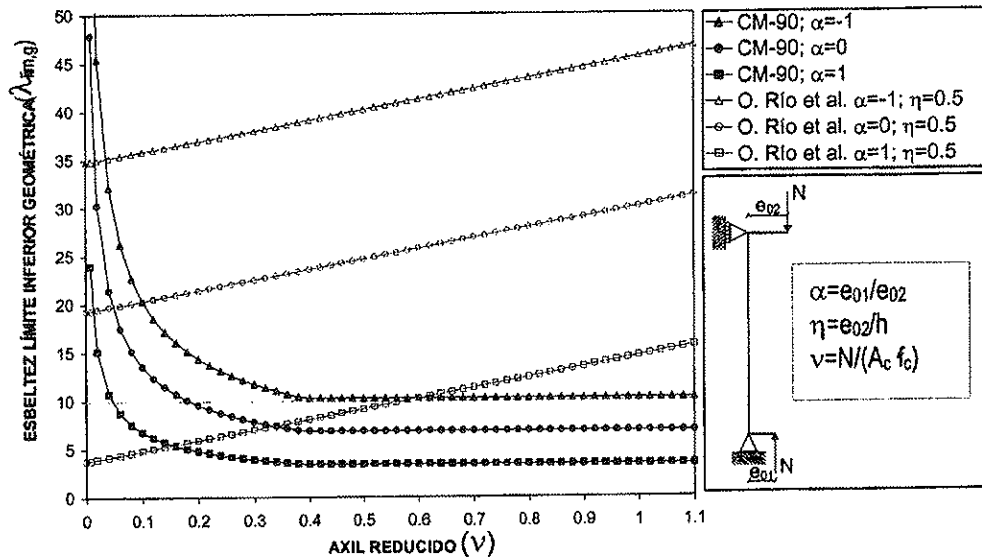


Figura 2. Comparación de la esbeltez límite para cuantía de armadura fija (CM-90[6]) y para cuantía de armadura variable (Río et al (1987) [13, 14, 15]).

el límite de esbeltez inferior, se establece cuando la pérdida de capacidad resistente, respecto a la de la sección calculada a partir de los esfuerzos de primer orden, es igual al 10%, en términos de esfuerzo flector.

3. SIMULACIÓN NUMÉRICA

La influencia de los parámetros en la esbeltez límite inferior ha sido estudiada mediante los resultados obtenidos a partir de una simulación numérica basada en el método de los elementos finitos (Bonet[2]) en la que entre otras se han incluido las siguientes características básicas:

- Elemento finito unidimensional de trece grados de libertad.
- Comportamiento no lineal del hormigón (CM-90[6], CEB [7])
- Comportamiento no lineal del acero: diagrama bilineal.
- No linealidad geométrica: grandes desplazamientos y grandes deformaciones.
- Comportamiento en el tiempo: fluencia y retracción.

Los parámetros y los intervalos de variación que se han analizado son los siguientes:

- La **esbeltez geométrica** (λ_g) en un rango de valores que oscila entre 1,25 y 50. Para cada relación de excentricidades del axil en los extremos del soporte (α) se ha definido un rango de esbelteces específico.
- La **forma de la sección** es rectangular y constante a lo largo de todo el soporte. Se ha estudiado dos tipos de **relación canto/ancho** (h/b) de la sección: 1 y 2.
- Se han tomado dos **resistencias a compresión del hormigón** (f_c): 30 y 80 MPa., como valores representati-

vos de los hormigones convencionales y de alta resistencia respectivamente.

- Se ha estudiado un intervalo de variación del **esfuerzo axil** entre el axil nulo y el esfuerzo axil de agotamiento por compresión simple para la cuantía mínima de armadura.
- La **relación de excentricidades** (α) en los extremos del soporte es igual a 1, 0 y -1 . (Figura 3)

$$\alpha = \frac{e_{01}}{e_{02}} \tag{2}$$

donde e_{01} es la excentricidad de cálculo mínima de primer orden, tomada con el signo que le corresponde y e_{02} es la excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomada con signo positivo.

- Se ha considerado la variación del **ángulo de esviaje** (Figura 4) del esfuerzo flector respecto al eje fuerte de la sección. Se estudian los siguientes casos:

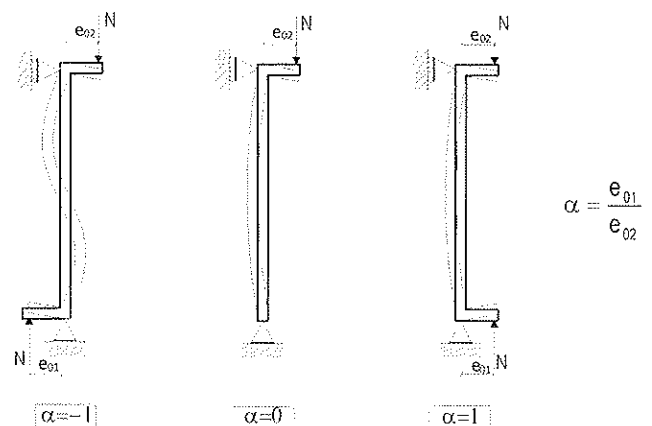


Figura 3. Relación de excentricidades.

- Relación canto/ancho igual a la unidad: $\beta = 0^\circ$
- Relación canto ancho igual a dos: $\beta = 0^\circ; \beta = 13^\circ; \beta = 27^\circ; \beta = 58^\circ$

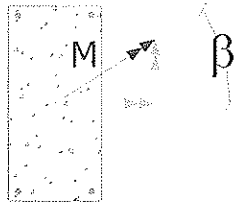


Figura 4. Ángulo de esviaje del esfuerzo flector de primer orden.

- El **coeficiente de fluencia** (φ) adopta los siguientes valores:
 - Para cargas instantáneas: $\varphi = 0$
 - Para cargas de larga duración: $\varphi = 1$ y 2

Para el análisis de los soportes frente a cargas de larga duración se ha considerado que la carga total es igual a la carga permanente.

Además, se han considerado los siguientes datos fijos:

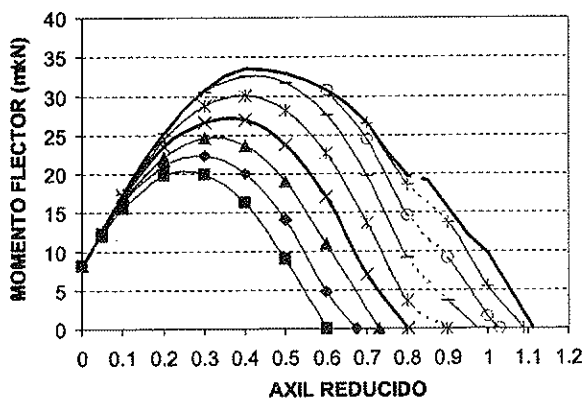
- El **recubrimiento mecánico** (c) de las armaduras longitudinales se ha fijado en el 10% del canto. Según Mene-gotto [5] y Río *et al* [13, 14, 15], la importancia de dicho parámetro es muy pequeña y, en consecuencia, no se ha

considerado la variación de dicho parámetro en este estudio.

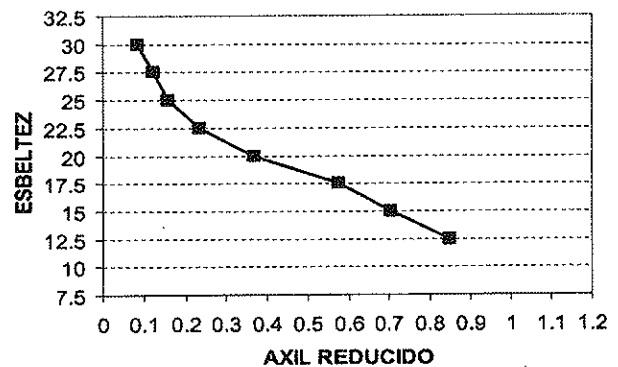
- El soporte estudiado está biapoyado y es **intraslacional**
- La **resistencia del acero** (f_y) es de 500 MPa. Según Bonet [2], la pérdida de capacidad resistente del soporte respecto de la sección aumenta conforme la resistencia del acero se incrementa. Sin embargo, la variación de la pérdida debido a dicho parámetro no es muy importante.
- Se ha considerado en el estudio que la **armadura** está dispuesta en las cuatro esquinas, en una **cuantía fija** e igual a la mínima prescrita por la instrucción EHE [4]. Río *et al* [13, 14, 15] realizan un estudio comparativo entre distintas distribuciones de armadura simétricas, concluyendo que para las distintas distribuciones de armadura la variación de la pérdida no es relevante.

4. METODOLOGÍA DE OBTENCIÓN NUMÉRICA DE LA ESBELTEZ LÍMITE INFERIOR

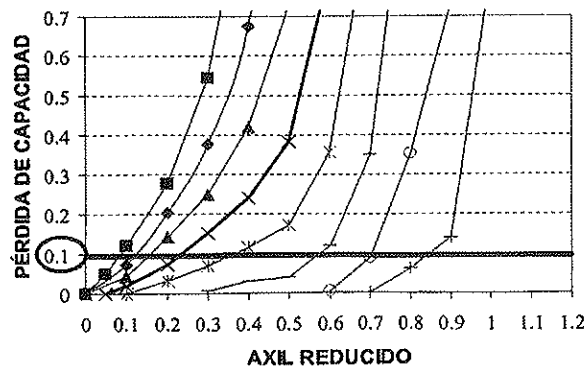
Fijados los parámetros ($h/b, f_c, \varphi, \alpha, \beta$) definidos en el apartado anterior se obtienen los diagramas de interacción correspondientes a la sección transversal ($\lambda_g=0$) y al soporte, para diferentes esbelteces (Figura 5.a). La discontinuidad que se aprecia en la figura 5.a, es debida a que la cuantía mínima prescrita por la instrucción EHE[4], difiere si la sección está en flexión simple o compuesta o, en compresión simple o compuesta.



(a)



(c)



(b)

Relación canto/ancho (h/b): 1
 Flexión recta: $\beta=0^\circ$
 Hormigón: $f_c=30\text{MPa}$
 Carga instantánea ($\varphi=0$)
 Relación de excentricidades (α): 1

- $\lambda_g=0$
- + $\lambda_g=12.5$
- $\lambda_g=15$
- $\lambda_g=17.5$
- * $\lambda_g=20$
- × $\lambda_g=22.5$
- ▲ $\lambda_g=25$
- ◆ $\lambda_g=27.5$
- $\lambda_g=30$

Figura 5. (a) Diagramas de interacción de la sección transversal ($\lambda = 0$) y del soporte ($\lambda \neq 0$). (b) Relación entre la pérdida de capacidad resistente y el axil reducido (v) (c) . Esbeltez límite inferior en función del axil reducido (v).



A partir de estos diagramas se calcula la pérdida de capacidad resistente respecto a la de la sección transversal (ec.1) correspondiente a cada esfuerzo axial reducido (Figura 5.b)

Tomando los valores de la esbeltez que corresponden a una pérdida del 10% para cada axial reducido se obtiene la curva de la figura 5.c que relaciona la esbeltez límite inferior con el axial reducido.

Este procedimiento se ha realizado variando alternativamente los distintos parámetros ($h/b, f_c, \varphi, \alpha, \beta$) de tal forma que se obtiene una familia de gráficas, a partir de las cuales se realiza el análisis y la consiguiente definición de la esbeltez límite.

5. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En este apartado, se estudia la variación de la esbeltez límite respecto a los parámetros definidos anteriormente.

En la figura 5.c puede observarse que la esbeltez límite decrece cuando aumenta el **axil** aplicado, tal como ha sido descrito para los métodos que consideran armadura constante e independiente de los esfuerzos aplicados.

El comportamiento del soporte varía substancialmente con la **distribución de esfuerzos de primer orden**, α , de tal forma que la esbeltez límite es tanto mayor cuanto más negativa es la relación de excentricidades (Figura 6). Es decir, la máxima pérdida de capacidad en un soporte para un mismo nivel de axial se registra cuando la distribución de esfuerzos flectores es constante a lo largo de toda la pieza. En cambio, en una situación de excentricidades de igual módulo y distinto signo, se obtiene las menores pérdidas.

Si las excentricidades en los extremos del soporte son iguales, la esbeltez límite no depende sensiblemente de la **resistencia del hormigón**. Sin embargo, cuanto más negativa es la relación de excentricidades (α), la diferencia de la pérdida de

capacidad portante del soporte para distintos tipos de hormigón es mayor. De tal forma que la esbeltez límite disminuye cuanto mayor es la calidad del hormigón (Figura 7).

Puesto que los efectos de segundo orden aumentan con las deformaciones de **fluencia**, resulta lógico que la esbeltez límite disminuya conforme el coeficiente de fluencia es mayor. En la figura 8 se observa la gran importancia que tiene este parámetro.

Finalmente, si se analiza el soporte en **flexión esviada** (Bonet [2]), se observa que la pérdida de capacidad depende de la relación de esbelteces entre los dos ejes de flexión principal de la sección y del nivel del esfuerzo axial. De esta forma, si el **ángulo de esviaje** del momento flector, β , se aproxima al eje débil, la pérdida de capacidad aumenta. De igual forma, si el axial se aproxima al crítico del soporte también crecen dichas pérdidas. (Figura 9).

La cota superior de la pérdida de capacidad del soporte se presenta cuando éste flexa respecto a su eje débil. Debido a que la pérdida de capacidad en flexión esviada depende tanto del ángulo de esviaje, β , como del nivel del esfuerzo axial, una solución del lado de la seguridad para decidir si los efectos de segundo orden son despreciables, es comparar la esbeltez del eje débil con la esbeltez límite. Es decir, si la esbeltez del eje débil es inferior a la esbeltez límite, los efectos de segundo orden se pueden considerar despreciables para cualquier eje de flexión (Menegotto [7] y Bonet [2]).

6. PROPUESTA DE EXPRESIÓN PARA LA ESBELTEZ LÍMITE INFERIOR

El análisis de los resultados obtenidos mediante la simulación permiten establecer la siguiente relación entre la esbeltez límite inferior y los parámetros estudiados:

$$\lambda_{lim,g} = A(f_c; \alpha) \cdot Lnv + B(\varphi; \alpha) \quad (3)$$

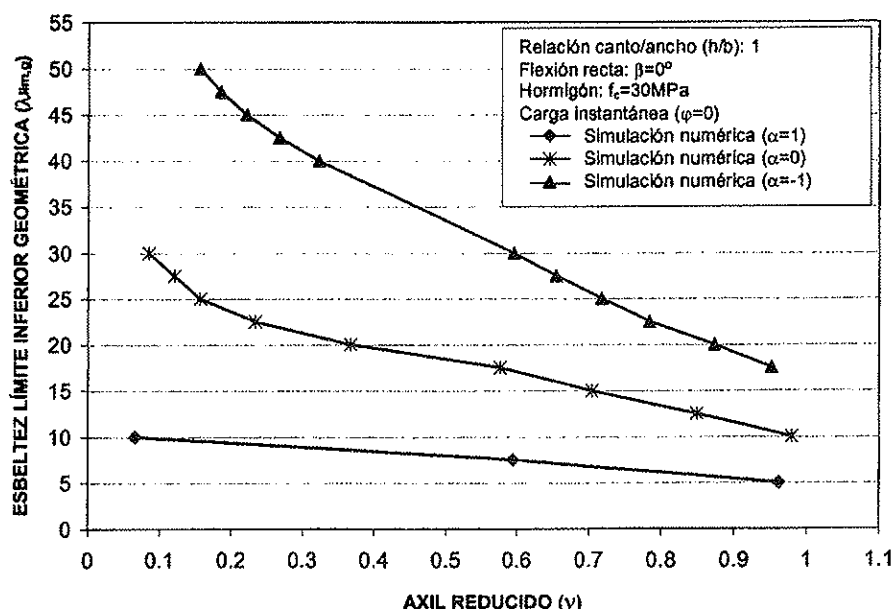


Figura 6. Influencia de la relación de excentricidades en la esbeltez límite inferior.

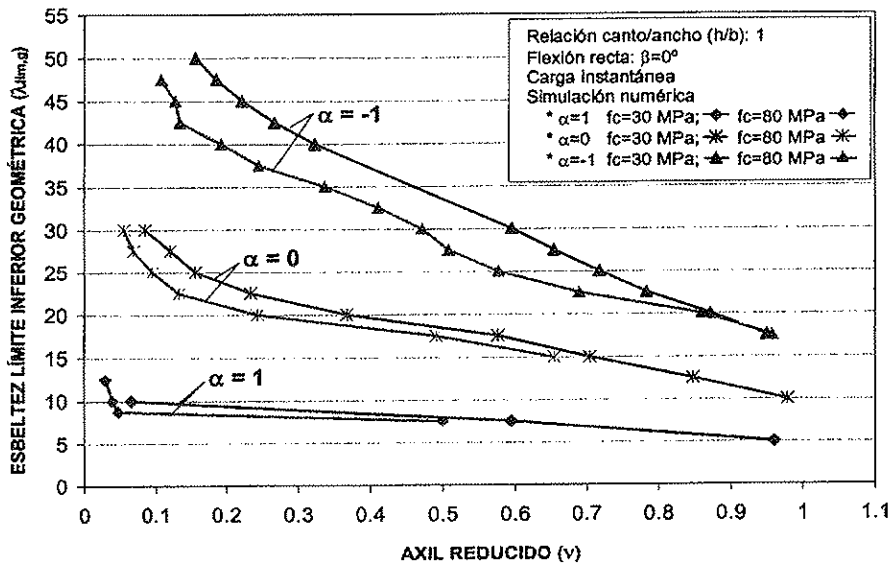


Figura 7. Influencia de la resistencia del hormigón en la esbeltez límite inferior.

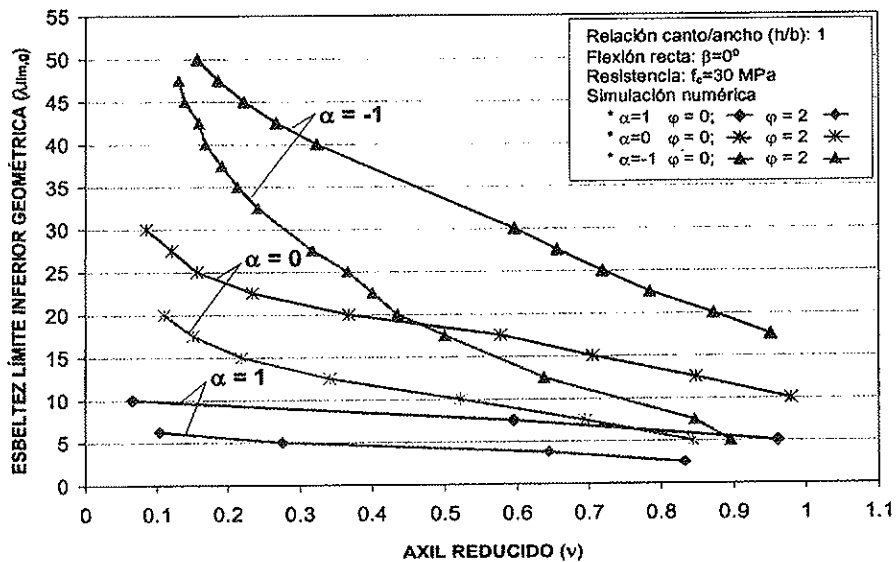


Figura 8. Influencia de la deformación diferida de fluencia en la esbeltez límite inferior.

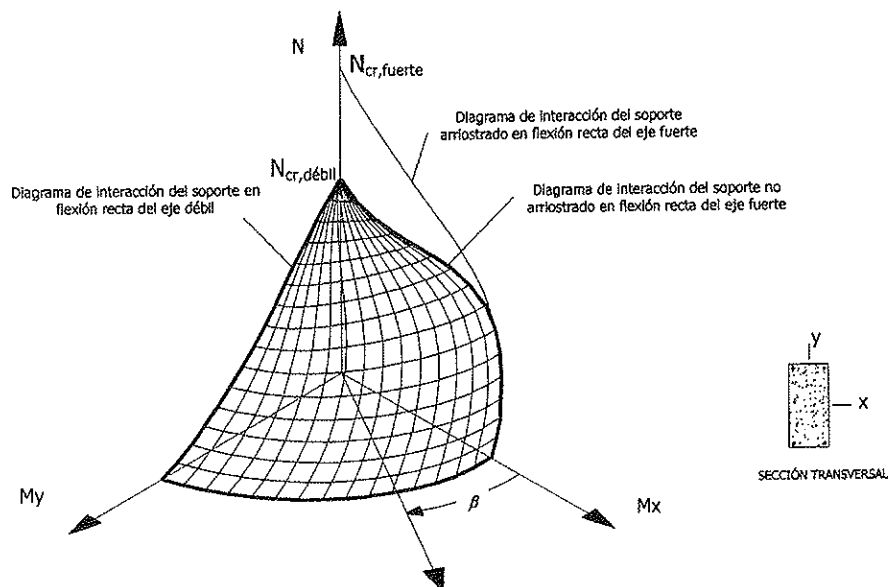


Figura 9. Superficie de interacción.

que representa una función lineal respecto al logaritmo neperiano del axil reducido. La pendiente de la misma se ve claramente influenciada por la resistencia del hormigón y por la relación de excentricidades y el término independiente depende del coeficiente de fluencia y de la relación de excentricidades.

La pendiente de la expresión (3) depende de la inversa de la raíz cúbica de la resistencia del hormigón. Asimismo, se obtiene una mejor correlación si en lugar de utilizar la relación de excentricidades, α , en la expresión (3) se aplica el coeficiente C_m .

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \alpha \quad (4)$$

Además el término independiente es sensiblemente proporcional a $1/(1+\varphi)$

Por tanto, la expresión general de la esbeltez límite inferior que se aproxima es de la forma:

$$\lambda_{lim.g} = A \left(\frac{1}{\sqrt[3]{f_c}}; \sqrt{C_m} \right) \cdot Lnv + B \left(\frac{1}{1+\varphi}; C_m \right) \quad (5)$$

Mediante un ajuste por mínimos cuadrados se obtiene la expresión propuesta para el cálculo de la esbeltez límite inferior.

$$\lambda_{lim.g} = \left(18 \cdot 3 \sqrt[3]{\frac{80}{f_c}} \cdot (\sqrt{C_m} - 1) - 1.125 \right) \cdot Lnv + \frac{20 - 14 \cdot C_m}{1 + \varphi} \quad (6)$$

En la figura 10, se muestra la bondad del ajuste entre la expresión de la esbeltez límite propuesta y los resultados obtenidos mediante la simulación numérica.

En el caso de que la carga cuasi-permanente sea una fracción de la carga total puede utilizarse la expresión (6) considerando un coeficiente de fluencia equivalente (φ_e) de valor $\varphi \cdot (M_g/M_t)$, donde M_g es el esfuerzo flector de primer orden debido a la combinación cuasi-permanente de las acciones y M_t es el momento de primer orden correspondiente a la combinación de acciones de diseño.

Para valorar la aproximación del método propuesto, se ha evaluado numéricamente la pérdida de capacidad (ec.1) en soportes cuya esbeltez sea igual a la esbeltez límite inferior dada por la expresión 6. La evaluación ha sido realizada tanto en flexión recta (Figura 11) como en flexión esviada (Figura 12).

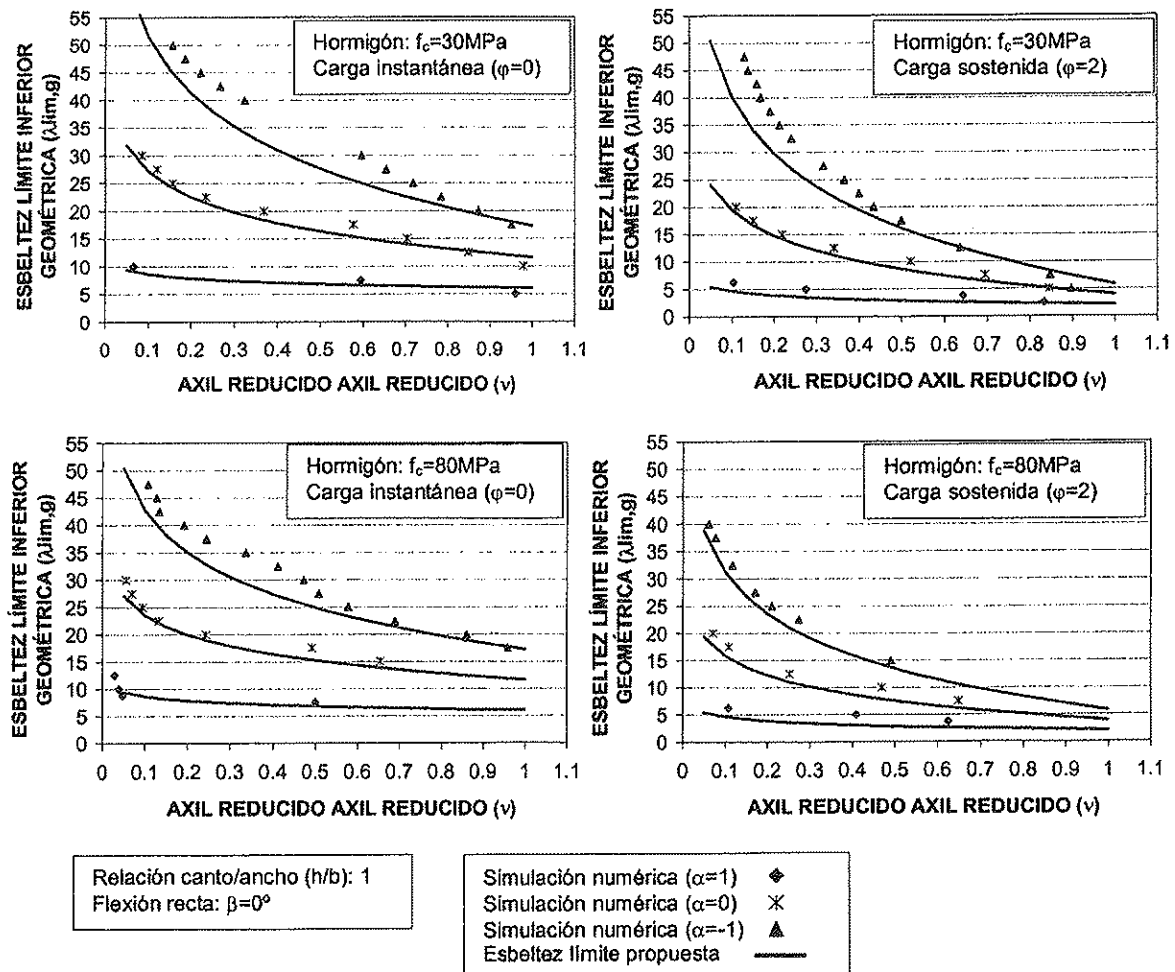


Figura 10. Comparación de los resultados obtenidos mediante la simulación numérica con la esbeltez límite inferior propuesta.

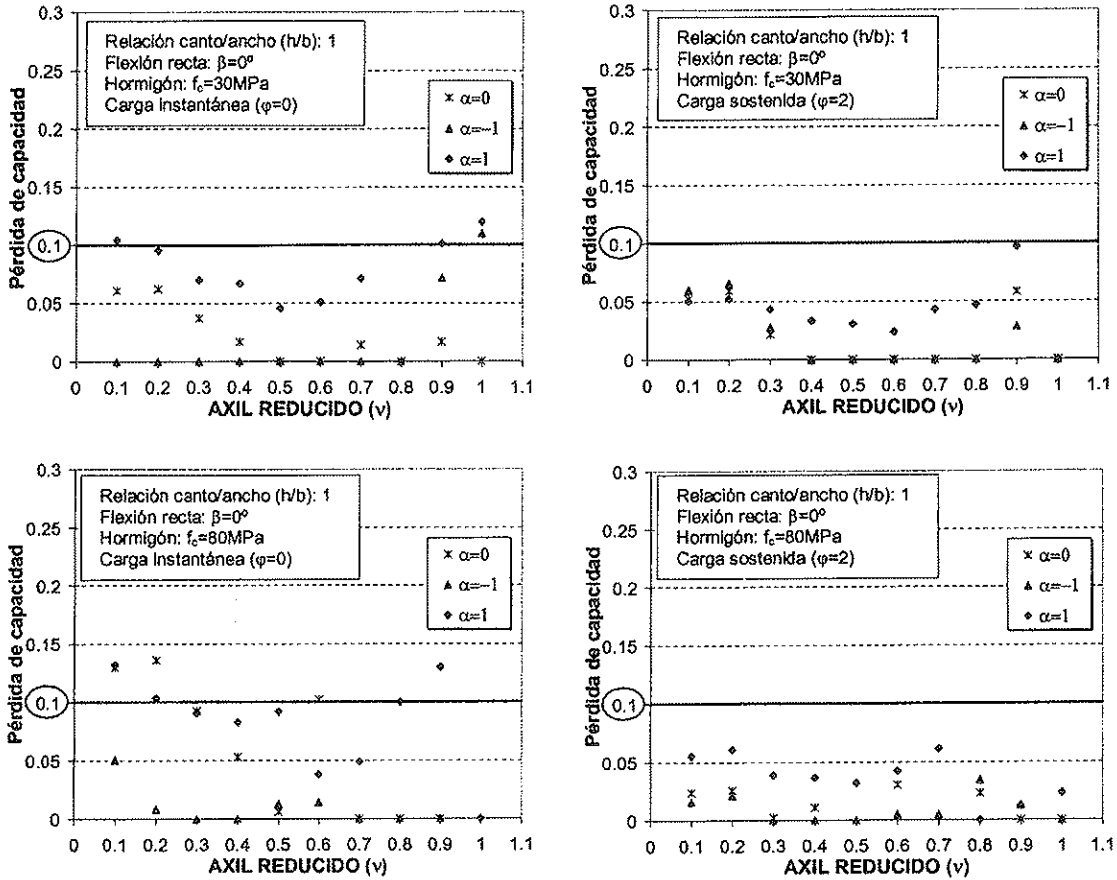


Figura 11. Comparación de la esbeltez límite inferior propuesta en flexión recta con los resultados de la simulación numérica.

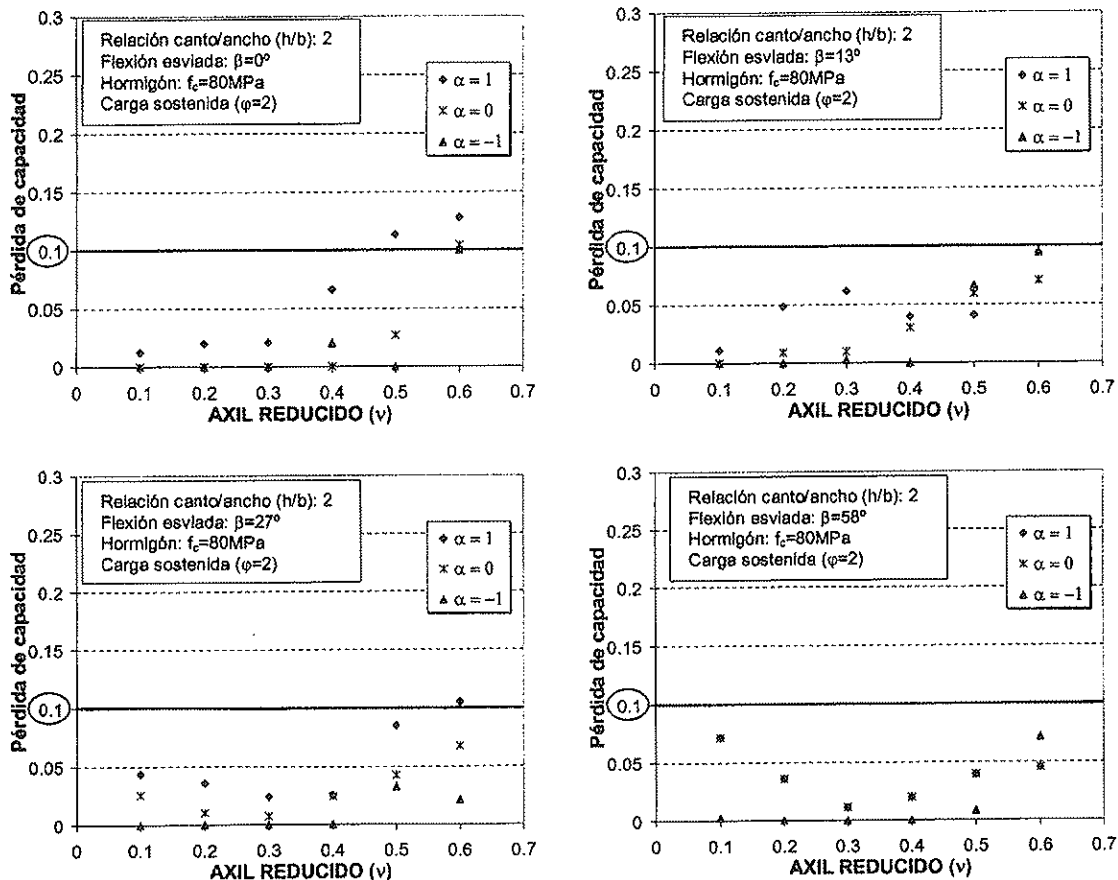


Figura 12. Comparación de la esbeltez límite inferior propuesta en flexión esviada con los resultados de la simulación numérica.

En general, puede observarse en la figura 11 que los soportes simulados presentan una pérdida inferior al 10%, tanto para cargas instantáneas como de larga duración, en cualquier caso nunca superior al 15%.

Finalmente, se comprueba que, si la esbeltez del soporte respecto al eje débil es inferior a la esbeltez límite, las pérdidas del mismo son en general inferiores al 10%, para cualquier ángulo del eje de flexión (Figura 12). Además, se aprecia que conforme el ángulo de esviaje se aproxima al del eje débil las pérdidas crecen, y cuanto mayor es el axil aplicado en el soporte las pérdidas aumentan, tal y como se había explicado en el apartado anterior (Figura 9).

7. VALORACIÓN DE LAS EXPRESIONES DE LA EHE Y DEL CM 90

A continuación se contrastan los resultados obtenidos mediante la simulación numérica con las propuestas de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE[4]) y el Código Modelo (CM-90[6])

La instrucción EHE[4], propone una esbeltez límite inferior a 35, en términos de esbeltez mecánica, lo que equivale a un valor de esbeltez geométrica de aproximadamente 10, para soportes de sección rectangular y biapoyados. En la figura 13, se observa que para una relación de excentricidades de primer orden en los extremos igual a la unidad ($\alpha = 1$) la instrucción está del lado de la inseguridad si la armadura dispuesta en el soporte es igual a la mínima y existen importantes deformaciones diferidas ($\varphi = 2$).

Sin embargo, si dicha relación es distinta de la unidad ($\alpha < 1$), para axiles bajos o medios, la instrucción española considera como esbeltos soportes cuyos efectos de segundo son despreciables. En el entorno de los axiles elevados, la instrucción vuelve a estar del lado de la inseguridad.

La propuesta del Código Modelo (CM-90[6]) para soportes intraslacionales tiene en cuenta la distribución de esfuerzos flectores de primer orden (α) y el nivel de axil (ec.7) En la figura 14, se aprecia como para una relación de excentricidades igual a la unidad ($\alpha = 1$) la expresión propuesta se ajusta notablemente al fenómeno. Sin embargo, para relaciones infe-

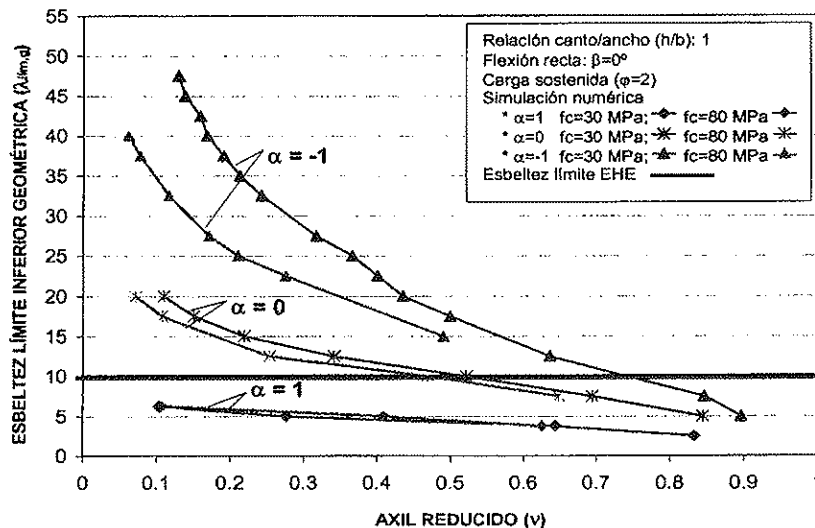


Figura 13. Comparación de los resultados obtenidos mediante la simulación numérica con la esbeltez límite inferior propuesta por la EHE[4].

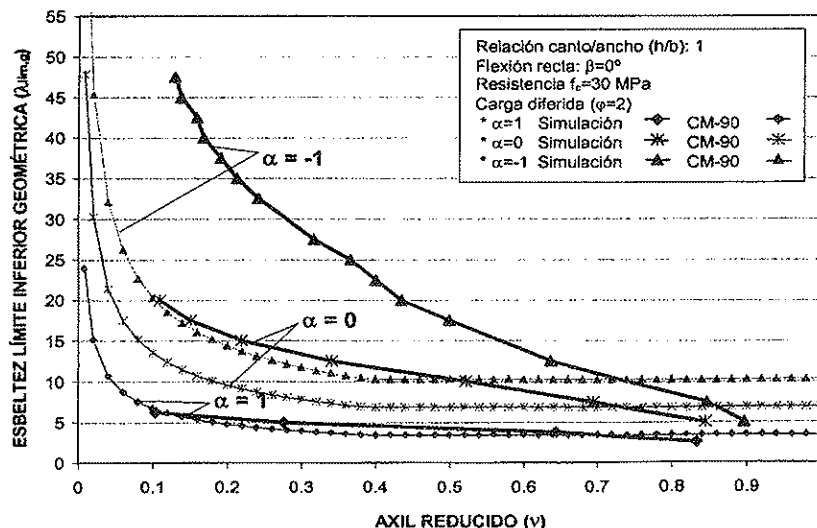


Figura 14. Comparación de los resultados obtenidos mediante la simulación numérica con la esbeltez límite inferior propuesta por el CM-90 [6].

riores a la unidad ($\alpha < 1$) se observa que está muy del lado de la seguridad excepto para niveles altos de axil.

$$\lambda_{lim,g} = 2,14 \cdot (2 - e_{01} / e_{02}) / \sqrt{v_d} \quad \text{si } v_d \leq 0,39$$

$$\lambda_{lim,g} = 3,42 \cdot (2 - e_{01} / e_{02}) \quad \text{si } v_d > 0,39 \quad (7)$$

8. CONCLUSIONES

Tras un estudio detallado de las propuestas realizadas por las distintas normativas y autores, se observa que no existe unanimidad en cuanto a las variables más relevantes que influyen en el límite de esbeltez.

Del análisis realizado en este trabajo se pueden extraer las siguientes conclusiones:

1. Las variables que más influyen en la esbeltez límite inferior son: el esfuerzo axil (v), la relación de excentricidades (α), las deformaciones de fluencia (ϕ) y la resistencia del hormigón (f_c)

2. Se muestra una clara dependencia de la esbeltez límite respecto al esfuerzo axil, de tal forma que conforme éste aumenta la esbeltez disminuye.

3. La distribución de momentos de primer orden tiene una marcada influencia en la esbeltez límite inferior, siendo ésta tanto mayor cuanto más negativa es la relación de excentricidades de primer orden en los extremos del soporte.

4. Las deformaciones de fluencia influyen significativamente en los efectos de segundo orden, de forma que la esbeltez límite disminuye en gran medida cuando aumenta el coeficiente de fluencia.

5. En este estudio se refleja que cuanto mayor es la resistencia del hormigón menor es la esbeltez límite para un mismo nivel de axil reducido. Además las diferencias se acentúan tanto más cuanto más negativa es la relación de excentricidades, siendo inapreciables cuando la distribución de los esfuerzos flectores de primer orden es constante a lo largo del pilar.

6. Se ha propuesto una expresión para el cálculo de la esbeltez límite inferior que incluye como variables: el nivel de axil, la relación de excentricidades, las deformaciones de fluencia y la resistencia del hormigón. Esta expresión es válida para soportes intraslacionales de hormigón armado de sección rectangular, tanto para hormigones convencionales como de alta resistencia.

7. Se ha comprobado que cuando la esbeltez del eje débil de un soporte es inferior a la esbeltez límite propuesto en este estudio, los efectos de segundo orden son despreciables para cualquier ángulo de flexión del soporte y nivel de axil.

8. Al comparar los resultados obtenidos mediante la simulación numérica con las definiciones propuestas por la EHE[4] y el CM-90[6], se aprecia que la expresión incluida por la EHE [4] debería ser revisada, ya que considera como esbeltos gran cantidad de soportes cuyos efectos de segundo orden son despreciables, además para relaciones de excentricidades en el entorno de la unidad o para axiles grandes dicha instrucción está del lado de la inseguridad. En cambio, el CM-90 [6] pres-

cribe una expresión que para una relación de excentricidades igual a la unidad se ajusta bastante bien al fenómeno y en general está del lado de la seguridad, mientras que para una relación de excentricidades inferior a la unidad, dicha expresión debería ser revisada al observarse que está muy del lado de la seguridad excepto para niveles de axil altos.

9. BIBLIOGRAFÍA

[1] ACI Comitee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99)" American Concrete Institute, Detroit, 1999.

[2] Bonet Senach, J.L.: "Método simplificado de cálculo de soportes esbeltos de hormigón armado de sección rectangular sometidos a compresión y flexión biaxial", Tesis Doctoral, Dpto. Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Julio 2001.

[3] British Standard Institution; "Structural use of concrete: Part 1. Code of practice for design and construction", BS 8110, 1997, pp 120.

[4] Comisión Permanente del Hormigón: "Instrucción de Hormigón Estructural. EHE", Ministerio de Fomento, 1999.

[5] Comité Euro-internacional du beton: "Buckling and Instability - Progress Report", C.E.B.. Bulletin, N° 155, 1983.

[6] Comité Euro-internacional du beton: "CEB-FIB Model Code 1990" C.E.B. Bulletin N.° 203-204 y 205, 1991.

[7] Comité Euro-internacional du beton: "High Performance Concrete. Recommended extensions to the Model Code 90 research needs", C.E.B.. Bulletin, N.° 228, 1995.

[8] Comité Euro-internacional du beton: "Structural Concrete, Textbook on behaviour, Design and Performance Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990", FIB 1999.

[9] Comité Europeo de Normalización: "Eurocódigo n.° 2, Proyecto de Estructuras de Hormigón"; Madrid AENOR 1991.

[10] Corres Peiretti, H.; León, F.I.: "Límites de esbeltez de soportes esbeltos de hormigón armado", Hormigón y Acero, N°101, 1986, pp 35-52.

[11] MacGregor, J.G.; Breen, J.E.; Pfrang, E.O.: "Design of slender concrete columns", ACI, Journal of the American Concrete, V.67, N.° 1, 1970, pp 6-28.

[12] MacGregor, J.G.: "Design of slender concrete columns-revisited", ACI, Structural Journal, V.90, N.° 3, 1993, pp 302-309.

[13] Río, O.; Morán Cabré, F.: "Límites de esbeltez para soportes de hormigón armado", Informes de la Construcción, V.38, N.° 388, 1987, pp 65-71.

[14] Río, O.; Morán Cabré, F.: "Límites de esbeltez para soportes de hormigón armado: I. Límite de esbeltez inferior", Hormigón y acero, N.° 160, 1987, pp 31-38.

[15] Río, O.; Morán Cabré, F.: "Nueva definición de límites de esbeltez (una forma de simplificar el pandeo de soportes de hormigón)", Monografías del Instituto Eduardo Torroja, N.° 388, 1987, pp 5-16.

Nuevo disipador para edificación sismorresistente. 1ª parte: caracterización y modelos de predicción

Dissipator for building protection. Part I: behavior and prediction models

Xavier Cahís Carola
Dr. Ingeniero Industrial



Lluís Torres Llinàs
Dr. Ingeniero Industrial



Luis Bozzo Rotondo
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Departamento de Ingeniería Mecánica y Construcción Industrial. UdG

RESUMEN

Se ha desarrollado y ensayado un nuevo disipador de energía basado en la plastificación del acero por esfuerzo cortante. Su cuerpo disipativo dispone de una sección transversal en I, fabricada por fresado de una barra rectangular de acero laminado. Su concepción permite almas con espesores particularmente reducidos. Los resultados experimentales obtenidos han revelado desplazamientos de plastificación del orden de los 0,5 mm, asociados a un cortante comprendido entre 14 y 20 kN, y energías absorbidas entre 10 y 21 kJ antes que su alma empiece a degradar. Todos los especímenes ensayados histeréticamente han mostrado, pese a las elevadas deformaciones plásticas, un comportamiento estable sin abolladura. Al dañarse el alma, las alas y los rigidizadores han continuado disipando una importante cantidad de energía. Completan el artículo varios modelos de predicción, analíticos y numéricos, manifestando en su conjunto una buena correlación con los resultados experimentales.

SUMMARY

A new energy dissipator, based on yielding of steel under shear response, has been developed and recently tested. It is I shaped and web stiffened. Yielding main part is mechanized from one piece of rectangular shaped steel bar. Its conception let obtain thin and well-stiffened web cross sections without welded parts. Main experimentally obtained characteristics are a yielding point near 0.5 mm of displacement, yielding

loads between 14 kN and 20 kN and a dissipated energy, before damage appears in the web, from 10 kJ to 21 kJ. All tested specimens have developed large deformations without web buckling. When web degradation appears, flanges and stiffeners keep dissipating an important amount of energy. Proposed numerical models and simple mathematical expressions offer well correlated results when compared to the experimental ones.

1. INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente convencional, basándose en la ductilidad e hiperestaticidad estructural, introduce reducciones importantes en los esfuerzos con relación a los correspondientes a un comportamiento lineal y elástico. Ello permite estructuras con secciones más reducidas y económicas, pudiendo comportar sin embargo, ante sismos severos, daño estructural y no estructural. Los distintos códigos proponen métodos de cálculo sísmico basados en fuerzas estáticas equivalentes para edificios convencionales o en el uso del análisis modal en edificios singulares. Ambos factores, la reducción de secciones y la simplicidad del cálculo estructural a partir de las normas, han favorecido este tipo de diseño sismorresistente. Sin embargo, las fuerzas estáticas equivalentes, proporcionales a las obtenidas a través de una respuesta lineal, no se corresponden con la naturaleza no lineal del problema, y por tanto no resultan adecuadas para una correcta predicción del comportamiento, por lo menos local. Ello conlleva que la predicción del daño resulte incierta y conduce

a la necesidad de dotar de ductilidades elevadas al conjunto estructural. Sin embargo resulta difícil garantizar esta ductilidad global, y buena prueba de ello ha sido el comportamiento frágil constatado en elementos supuestamente dúctiles ante terremotos como Loma Prieta (1989), Northridge (1994) y Hyogo-ken (1995) [1].

El uso de disipadores de energía constituye una alternativa al diseño convencional. La energía introducida en una estructura depende fundamentalmente de su masa y período fundamental [2-4]. Esta energía excita al sistema, incrementando su energía cinética y deformando la estructura elástica y plásticamente. Si la mayor parte de la energía introducida se absorbe a través de los disipadores, ello debe comportar una menor respuesta del sistema y un menor nivel de daño en sus elementos estructurales. El estudio del comportamiento de los disipadores, pese a que se remonta a los años 70, se ha extendido en los últimos diez años, derivando en numerosas propuestas de dispositivos, basados en principios de funcionamiento diversos (viscoso, viscoelástico, elastoplástico y fricción entre superficies, entre otros). Sin embargo, varias son las razones que aún inhiben su uso: i) si bien existen criterios de diseño con disipadores, no se han recogido de una forma clara en los códigos, ii) distintos artículos científicos han reportado, a partir de la respuesta lineal de estructuras sin daño estructural, una mayor reducción de las fuerzas sísmicas en estructuras sismorresistentes convencionales que en estructuras con disipadores y iii) los disipadores de energía precisan habitualmente de desplazamientos de entrepiso importantes para ejercer su acción mitigadora, lo cual puede comportar daño en elementos no estructurales e incluso estructurales.

La situación de los disipadores en el seno estructural puede ser diversa [5]. La propuesta más extendida se basa en una concepción dual del sistema estructural. Ésta consiste en que las acciones gravitatorias y sísmicas sean soportadas por sistemas estructurales distintos, pese a formar parte del mismo conjunto estructural. Las fuerzas gravitatorias recaen en un sistema porticado flexible, mientras que las acciones sísmicas son soportadas por un sistema rígido ante las acciones horizontales (Figura 1). Los disipadores de energía forman parte del sistema rígido, y concentran la mayor parte del despla-

amiento de entrepiso. Varios estudios confirman que cuanto mayor es la rigidez del sistema rígido con relación al porticado o flexible, más se concentra el daño en los propios disipadores [3; 6, 7]. En base a estos resultados se plantea un nuevo disipador de energía que presenta una elevada rigidez en rango elástico y que permite ser conectado a elementos también rígidos, como serían los muros de hormigón armado y de mampostería.

2. DESCRIPCIÓN DEL DISIPADOR Y DE LOS PROCESOS DE ENSAYO

2.1 Descripción de los especímenes ensayados y de las características del material

El núcleo disipativo del sistema estructural de los brazos excéntricos, la viga corta, ha sido profundamente estudiado durante varios años y su estabilidad y capacidad disipativa ampliamente demostradas [8-10]. La viga corta puede considerarse como antecedente directo del nuevo disipador de energía desarrollado, basándose ambos en la plastificación del acero por esfuerzo cortante. El cuerpo disipativo del nuevo dispositivo dispone de una sección transversal en I, cuya alma se encuentra rigidizada para evitar fenómenos de abolladura. Se fabrica mediante el fresado de un perfil rectangular de acero laminado, evitando así el proceso de soldadura adoptado usualmente para solidarizar los rigidizadores al resto del dispositivo [10, 11, 12], y permitiendo espesores particularmente reducidos. La fijación del disipador al resto de la estructura se realiza con tornillos de alta resistencia y mediante dos placas de unión soldadas a ambos extremos del disipador. Se han construido cinco variantes del disipador. Su geometría se puede apreciar en la Figura 2 y sus parámetros diferenciadores se especifican en la Tabla 1. Cuatro dispositivos, designados como D1, D2, D3 y D4, se han rigidizado convenientemente para evitar la abolladura del alma y permitir de este modo que desarrollen su plena capacidad disipativa. El dispositivo D5, menos rigidizado, se ha diseñado para que manifieste abolladura y para que sus resultados sean contrastados con los obtenidos a partir de modelos de predicción del fenómeno en cuestión. Las características mecánicas del acero empleado para la construcción de los dispositivos se resumen en la Tabla 2.

2.2. Procesos de instrumentación y ensayo

Los disipadores se han ensayado en los laboratorios italianos de la empresa ISMES S.p.A. (Bérgamo). El sistema de caracterización empleado (ENEA system) permite aplicar, a los elementos de ensayo, desplazamientos horizontales servocontrolados, cíclicos o monotónicos, ya sea en rango de fuerza o desplazamiento y con cargas de hasta 250 kN. El movimiento se transmite a través de un cabezal inferior equipado con dos actuadores oleohidráulicos y sus correspondientes células de carga. A través de un cabezal superior, dotado de desplazamiento vertical a través también de un actuador hidráulico servocontrolado, se ajusta la altura entre cabezales a las dimensiones del elemento a ensayar. Los disipadores se

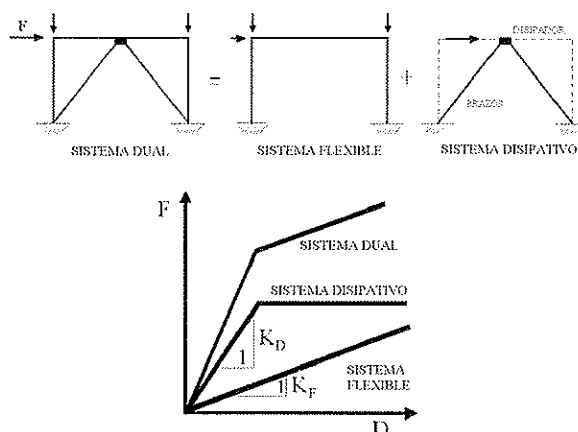


Figura 1. Concepto de sistema dual con disipadores de energía.

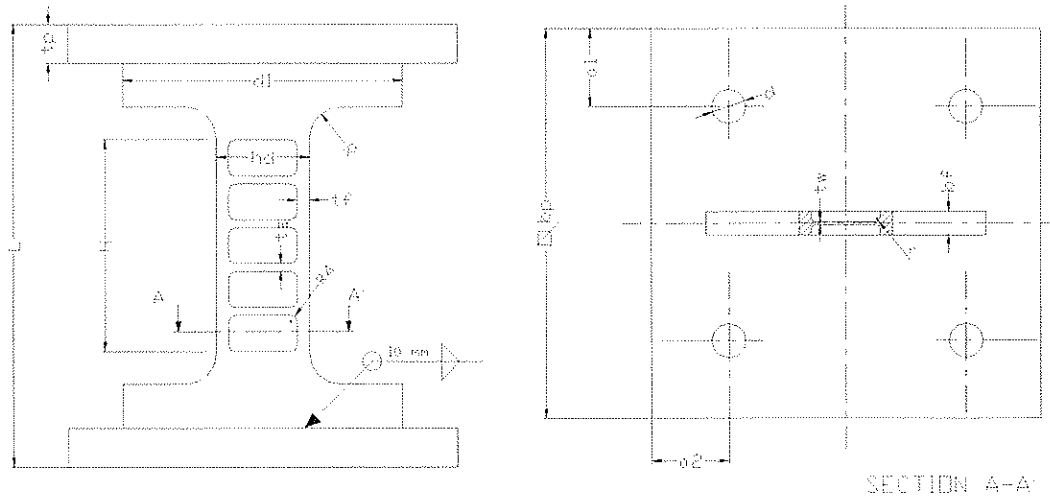


Figura 2. Geometría y dimensiones (mm) de los especímenes ensayados.

Tabla 1. Parámetros de las variantes ensayadas del disipador

	H	L	hd	di	br	tr	tw	ts	R	r	bp	tp	a1	a2	d
D1	136	284	60	180	15	8	2	5	20	0	250	25	50	50	22
D2							2	5		2					
D3							1.5	5		2					
D4							2	2.5		2					
D5	115	180	90	90	10	8	1.5	5	0	0	160	15	40	30	18

Tabla 2. Características mecánicas del acero

Espécimen	Acero (*)	E (MPa)	sf (MPa)	en (%)	su (MPa)	eu (%)
D1, D2, D3, D4	S235JR	2.06 10 ⁵	339.1	1.7	512.0	24
D5	S275JR	2.06 10 ⁵	263	2.25	423	24.3

(*) Nomenclatura según Eurocódigo 3

E: módulo de Young, sf: tensión de fluencia, en: alargamiento máximo en fase de fluencia, su: tensión máxima convencional, eu: alargamiento máximo convencional correspondiente a la tensión máxima

sujetaron a ambos cabezales (Figura 3a) a través de sus placas de anclaje y 8 tornillos M22 8.8 precargados al 80% de su límite elástico. Dos transductores de desplazamiento permitirían detectar deslizamientos imprevistos en los anclajes. Durante los ensayos se restringió el desplazamiento del cabezal superior, aplicándose un desplazamiento cíclico (dispositivos D1-D4) o monotónico (dispositivo D5) al cabezal inferior, siempre con carácter cuasiestático y servocontrolado. La Figura 3b permite observar la historia del desplazamiento introducido al disipador A3, con aumentos de la amplitud de 1 mm por ciclo. A éste disipador en particular, para obtener una mejor definición de los valores de inicio de plastificación, se aplicó un primer ciclo de carga de mayor amplitud y menor velocidad. Cuatro de los cinco dispositivos fueron instrumentados con galgas extensométricas, tal como se indica en la Figura 4, para analizar la distribución de la deformación plástica, principalmente en la zona del alma.

3. ANÁLISIS EXPERIMENTAL

Los disipadores D1, D2, D3 y D4, ensayados en régimen monotónico e histerético, manifestaron unas pautas de comportamiento y unos mecanismos de degradación similares. La Figura 5 muestra las curvas de respuesta de dos de los dispositivos, y en ellas se aprecia claramente: i) una elevada rigidez en régimen elástico, que disminuye ligeramente en procesos de carga y descarga posteriores, ii) curvas estables previa degradación, iii) curvas histeréticas de forma próxima a la rectangular en dominios de desplazamiento inferiores a los 2 cm, iv) influencia de las no linealidades geométricas en la fuerza horizontal, más pronunciadas cuando degrada el alma del disipador, v) proceso de degradación progresivo y con una posterior y no despreciable cantidad de energía disipada. Para cuantificar estas apreciaciones, en la Tabla 3 se resume la información experimental más relevante extraída de

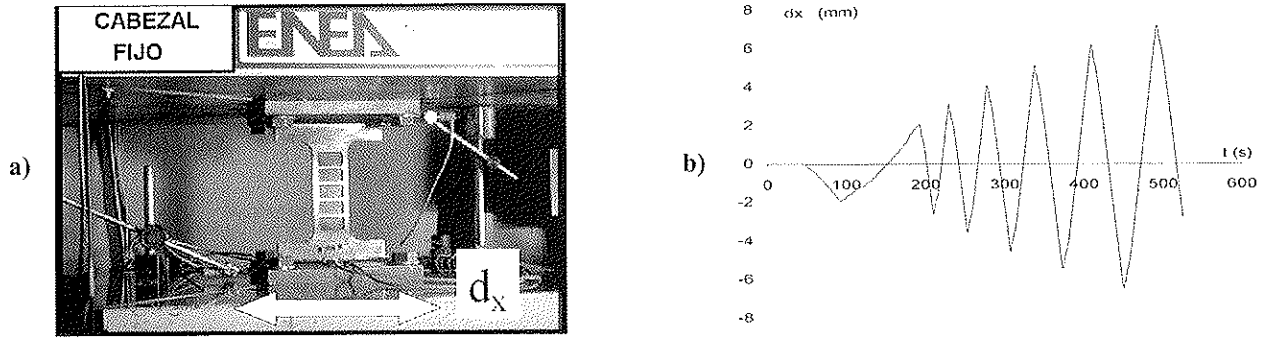


Figura 3. a) Fijación de los dispositivos a los cabezales de ensayo b) Deformación impuesta con carácter cíclico.

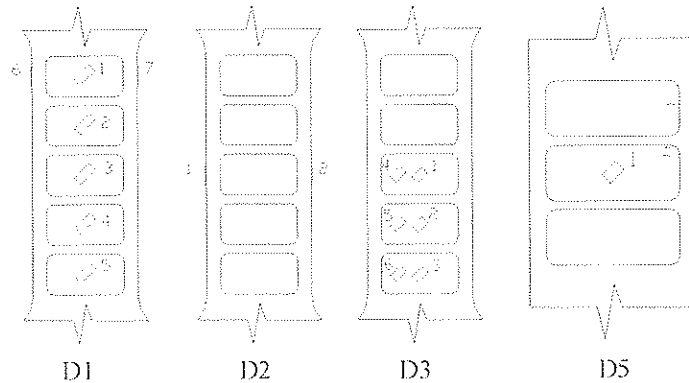


Figura 4. Instrumentación con galgas extensométricas de los especímenes D1, D2, D3 y D5.

las curvas de respuesta, donde $F_{v,i}$ = fuerza horizontal de inicio de plastificación, $d_{x,i}$ = desplazamiento horizontal de inicio de plastificación, $d_{B,i}$ = desplazamiento de inicio de abolladura del alma, F_m = fuerza máxima en valor absoluto, $F_{m,\theta}$ = fuerza máxima remanente en el disipador correspondiente a un desplazamiento nulo, E = energía total disipada, previo inicio de degradación del alma y d_T = desplazamiento absoluto total acumulado, previa degradación del alma y en valor absoluto. Alguna de estas variables se han normalizado, definiéndose así:

$$\eta = d_T/d_{x,y} \tag{1}$$

$$\phi = F_m/F_{m,\theta} \tag{2}$$

$$\phi = E / (F_{m,\theta} \cdot d_T) \tag{3}$$

El parámetro η representa la ductilidad en relación al desplazamiento horizontal acumulado. El parámetro ϕ tiene un sentido de eficiencia, ya que compara la energía disipada por los dispositivos con la que se produciría en un disipador infinitamente rígido-perfectamente plástico, con el mismo desplazamiento total acumulado d_T y cuya fuerza de plastificación fuera $F_{m,\theta}$. El parámetro ϕ relaciona la fuerza máxima del disipador con su fuerza máxima correspondiente al desplazamiento nulo, y evidencia el efecto de las no linealidades geométricas en el esfuerzo cortante.

El disipador D3 plastificó a los 0.54 mm de desplazamiento. Los valores correspondientes al resto de los dispositivos ensayados cíclicamente no se pudo concretar de forma precisa debido al procedimiento de ensayo. Los dispositivos

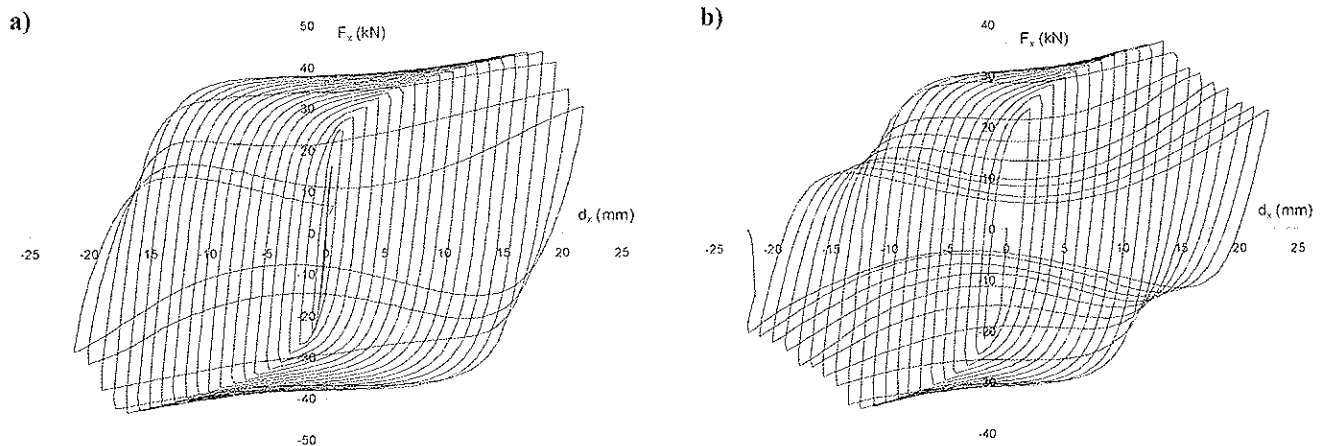


Figura 5. Curvas experimentales fuerza - desplazamiento: a) del disipador D1, b) del disipador D3.

Tabla 3. Parámetros característicos obtenidos, directa e indirectamente, de las curvas histeréticas

	$F_{x,r}$ (kN)	$d_{x,r}$ (mm)	d_B (mm)	F_m (kN)	$F_{m,0}$ (kN)	E (kJ)	d_T (m)	η	φ	ϕ
D1	–	–	–	43.46	37.95	21.28	0.731	1358	0.768	1.145
D2	–	–	–	42.35	37.94	15.16	0.517	960	0.767	1.116
D3	14.45	0.538	–	35.88	30.83	10.43	0.426	792	0.791	1.163
D4	–	–	–	40.28	34.98	15.62	0.563	1046	0.793	1.151
D5	16.95	0.303	10.5	–	–	–	–	–	–	–

llegaron a desplazamientos acumulados, previa degradación del alma, entre 426 y 731 mm. Para estimar su ductilidad se ha adoptado el desplazamiento experimental del dispositivo D3, muy similar al del resto de los dispositivos si se tienen en cuenta las predicciones de los modelos teóricos, comentados en el apartado siguiente. Ello conduce a valores de la ductilidad η entre 792 y 1358. Los dispositivos que ofrecen una mayor ductilidad son los que disponen de una mayor proporción de su sección transversal con espesor mínimo y constante. Estos son: D1, construido sin radios de transición en zonas de cambio de espesor, y D4, que dispone de los rigidizadores de menor espesor. Los ciclos histeréticos presentan una forma próxima a la rectangular, lo cual les proporciona valores de eficiencia ϕ superiores a 0.76 y de hasta 0.8, para desplazamientos máximos inferiores a los 2 cm. Los dispositivos presentan un aumento del cortante debido a las no linealidades geométricas debidas a la restricción del desplazamiento normal entre extremos del disipador. El parámetro ϕ , indicador de este efecto no lineal, se sitúa entre valores de 1.11 y 1.16. El dispositivo D3 es el que presenta una mayor incidencia de las no linealidades geométricas, pese a ser el que alcanza una menor amplitud del desplazamiento. Este disipador, aún disponiendo de una menor sección transversal, muestra una mayor fracción de ésta situada en sus alas.

La Figura 6a permite observar el dispositivo D1 en estado de deformación avanzado y previa degradación del alma. Dos zonas muestran signos evidentes plasticidad: i) la del alma del disipador, que acusa una importante distorsión angular, prácticamente uniforme en toda su extensión, ii) los extremos de las alas que, atendiendo el giro que manifiestan sus respectivas secciones, deben comportarse prácticamente como rótulas. La evolución temporal de las deformaciones obtenidas a través de las galgas del mencionado dispositivo (Figuras 7a y 7b) permite observar que los valores máximos alcanzados en el alma resultan unas 4 veces superiores a los de las alas. Centrando el análisis en la distribución de las deformaciones en el alma (Figura 7a) se aprecian deformaciones un 25 % menores en las zonas más próximas a los extremos del disipador respecto al resto de los valores. Las medidas realizadas por las galgas del dispositivo D3 corroboran la anterior situación y la completan con información relativa a las zonas del alma próximas a las alas, constatándose diferencias máximas aún mayores y de hasta un 40% entre sus galgas 1a y 6a (Figura 4). Los anteriores resultados se muestran coherentes con el hecho de que la degradación se inicie en el alma del disipador, en su zona central y cercana a su eje longitudinal. De la evolución del daño en los distintos especímenes se ha observado además que éste se inicia siempre en zonas próximas a los rigidizadores, incluso con presencia de radio de transición entre el alma y los rigidizadores. En la

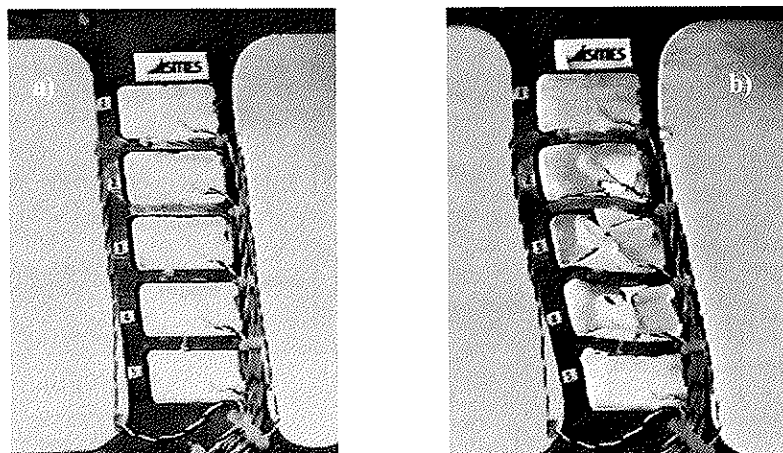


Figura 6. a) disipador previa degradación del alma, b) disipador con el alma dañada.

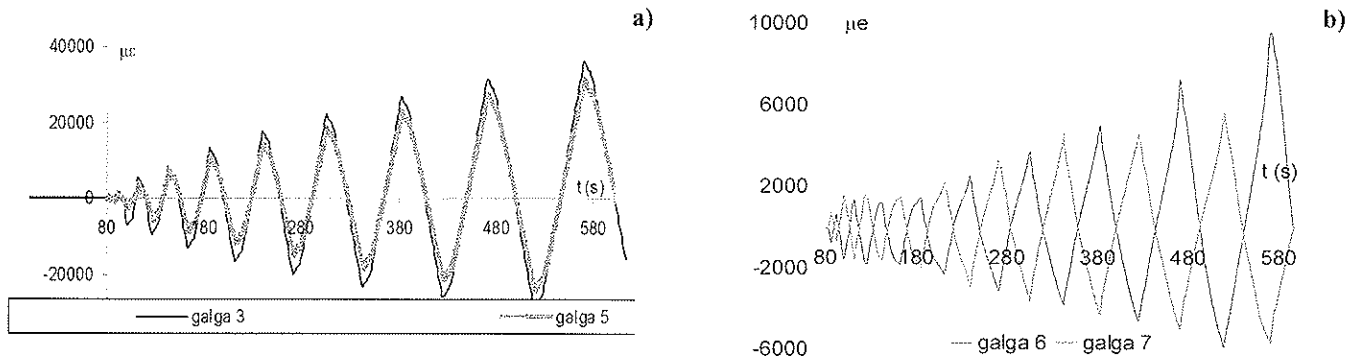


Figura 7. a) Evolución temporal de las medidas en dos de las galgas situadas en el alma de D1, b) evolución temporal de las medidas en las galgas situadas en las alas de D1.

Figura 6b puede observarse el dispositivo D1 en estado avanzado de degradación.

La degradación del alma del disipador va acompañada de una reducción progresiva del valor del esfuerzo cortante. Mantiene, sin embargo, valores elevados asociados a los desplazamientos máximos de ciclo y provocados por la restricción del desplazamiento normal en ambos extremos del disipador, adoptando los ciclos histeréticos una forma de lazo, tal como se observa en las figuras 5a y 5b. Se han analizado dos elementos: i) la evolución del esfuerzo normal (F_y) en relación a los desplazamientos horizontales máximos (d_x) en ciclos sucesivos (Figura 8a) y ii) la deformación de la zona central de las alas del dispositivo D2 a través de sus dos galgas extensométricas (Figura 8b). Se han observado tres fases diferenciadas comunes: i) antes de que aparezca el daño en el alma, la relación F_y/d_x resulta de valor constante y similar en todos los dispositivos; ambas galgas mantienen medidas similares y siempre inferiores al límite elástico; ii) con la degradación del alma, la relación F_y/d_x se multiplica por cinco adoptando, sin embargo, de nuevo otro valor constante y similar en todos los dispositivos; las deformaciones medidas por las galgas aumentan de forma brusca superando ampliamente el límite elástico del material, con valores de hasta el 0,6%; iii) el cociente F_y/d_x

manifiesta una tendencia asintótica a cero, acercándose la fuerza normal a un máximo común y cercano a los 90 kN; las deformaciones máximas se estabilizan entre el 0,6% y el 0,9%. Estas etapas de comportamiento se pueden explicar a través de la evolución del momento flector asociado a la degradación del alma. Previa degradación, el momento flector resulta significativo y proporciona deformaciones plásticas en las zonas extremas de las alas. En estas zonas de las alas el material cuenta con un módulo longitudinal tangente inferior al del resto de las alas. Este hecho permite que se concentren allí las deformaciones normales de origen no lineal, asociadas a niveles inferiores de tensiones, y que como consecuencia resulten esfuerzos normales relativamente pequeños. La aparición del daño en el alma cambia este comportamiento, con una redistribución de las deformaciones originadas por las no linealidades geométricas a toda la extensión de las alas. El aumento de las medidas efectuadas por ambas galgas así lo constata. La fuerza máxima, una vez anulado el efecto mitigador del momento flector, aumenta y posteriormente se estabiliza debido a la redistribución en las alas por el propio endurecimiento del acero. Debido a ello, la fuerza máxima resulta fácilmente predecible: el producto de la tensión de fluencia por la sección transversal total de las alas proporciona un valor de 81 kN, próximo al observado experimentalmente.

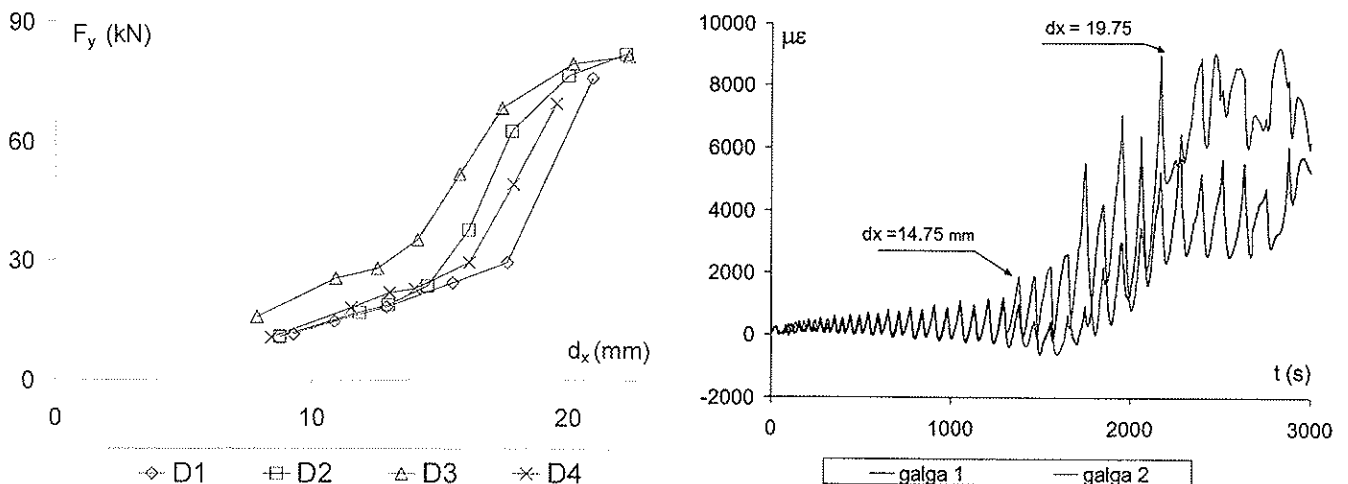


Figura 8. a) Relación entre la fuerza vertical máxima y el desplazamiento en ciclos sucesivos, b) evolución de las medidas de las galgas extensométricas situadas en las alas del dispositivo D2.

En el ensayo del dispositivo D5 se aprecia el inicio de la abolladura del alma con un desplazamiento próximo a los 11.5 mm. Este valor se establece de forma clara a partir de las mediciones de la galga, como se comenta posteriormente. Tal como se aprecia en la Figura 9a, los rigidizadores muestran su efectividad evitando el desplazamiento fuera de plano del alma y el giro en zonas limítrofes. La galga situada en el centro permite, previa aparición de la abolladura, medir indirectamente la distorsión angular γ' a través de su deformación longitudinal. Considerando que la zona del alma donde se encuentra localizada trabaja a torsión pura, se puede considerar la distorsión angular igual al doble de la deformación longitudinal. Se ha comparado la variable anterior con la deformación angular del disipador, estimándose esta última a partir de la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{d_x}{H - n \cdot t_s} \quad (4)$$

donde n es el número total de rigidizadores y t_s el espesor de un rigidizador. La expresión (4) resulta una variante de la utilizada en las vigas cortas en el sistema de los brazos excéntricos [10], la cual aplica directamente el cociente entre el desplazamiento (d_x) y la longitud del alma (H). A diferencia de las vigas cortas rigidizas el disipador mantiene una relación t_s/a considerable, resultando más propio asumir que la zona rigidizada no sufre deformación angular. La figura 9b compara la distorsión angular γ' y la deformación angular γ . Se ha constatado: i) la fluencia del material se reduce de forma considerable si se compara con la que presenta la probeta a tracción simple [13], debido probablemente al proceso de mecanizado, ii) en comportamiento plástico y sin abolladura, ambas variables se mantienen próximas y evolucionan paralelamente, lo cual indica que el desplazamiento se debe en su mayor parte a la deformación por esfuerzo cortante. La inestabilidad del alma produce un incremento de la deformación medida por la galga, debido a la flexión, que aleja ambas variables, hecho que facilita determinar de forma más precisa el desplazamiento de inicio de abolladura.

4. MODELOS DE PREDICCIÓN

4.1 Modelos simples de predicción del desplazamiento y de la fuerza de inicio de plastificación

Para el cálculo del desplazamiento entre extremos del disipador (d_x) en zona elástica se propone una expresión que tiene

en cuenta la deformación por flexión y cortante. Su componente debida a flexión se basa en la teoría clásica de flexión en vigas rectas, y la debida a cortante asume, simplificada-mente, una distribución uniforme de este esfuerzo en el alma:

$$d_x = \left[\frac{H^3}{12EI} + \frac{H'}{A_w G} \right] V \quad (5)$$

Donde H = altura del alma entre extremos de disipador, E = módulo de Young, I = momento de inercia de la sección transversal, sin rigidizadores, con respecto el eje de flexión, H' = altura del alma entre extremos del disipador y descontados los rigidizadores, A_w = área de la sección transversal del alma sin rigidizar, G = el módulo elástico transversal y V = esfuerzo cortante (Figura 10). Las tensiones normal σ y tangencial τ de un elemento diferencial del alma, orientado en la dirección del eje longitudinal del disipador, permiten ser determinadas a partir de la teoría de vigas rectas a flexión, con las denominadas comúnmente fórmula de la flexión y fórmula del cortante [14]:

$$\sigma = \frac{M \cdot x}{I} \quad (6)$$

$$\tau = \frac{VS}{I t_w} \quad (7)$$

Donde M = momento flector, x = distancia entre el elemento diferencial y la fibra neutra, S = momento estático de la sección transversal situada por encima del elemento diferencial y en relación al eje de flexión, t_w = espesor del alma. Para determinar el inicio de la plastificación se ha adoptado el criterio de von Mises:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sigma_y \quad (8)$$

Donde σ_y = tensión de fluencia del material. Las expresiones (6), (7) y (8) indican que la plastificación se iniciaría, en los dispositivos ensayados, en el centro del alma, que es donde se observa experimentalmente que se inicia la degradación. La Tabla 4 muestra los valores del desplazamiento y del

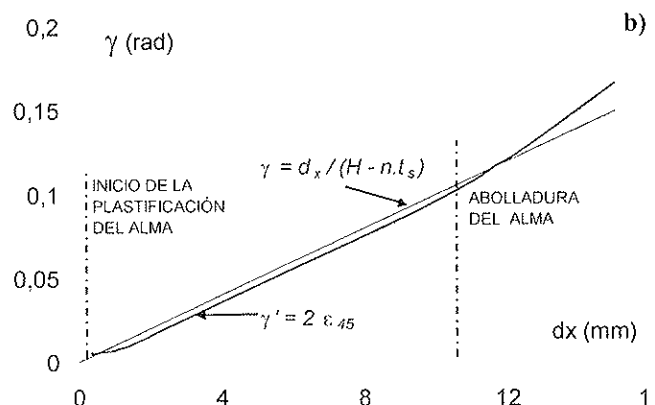


Figura 9. a) Abolladura del alma en el dispositivo D5. b) Curvas de la deformación y la distorsión angular frente al desplazamiento del disipador observadas en D5.

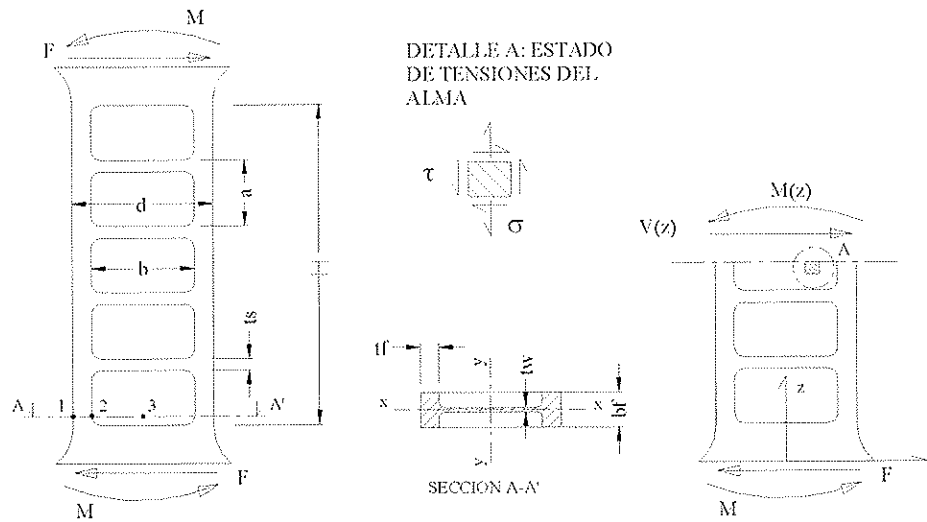


Figura 10. Parámetros del modelo de predicción.

Tabla 4. Comparación entre los valores del desplazamiento y del cortante de inicio de plastificación obtenidos a través del modelo propuesto y experimentalmente

Dispositivo	d_{ym} (mm)	d_{yc} (mm)	$(d_{ym}-d_{yc})/d_{yc}$ (%)	V_{ym} (kN)	V_{yc} (kN)	$(V_{ym}-V_{yc})/V_{yc}$ (%)
D3	0.41	0.54	-24	14.69	14.45	1.67
D5	0.303	0.31	-2.3	16.95	17.86	-5.09

Significado asociado a los subíndices: y = valor correspondiente al inicio de la plastificación, m = valor obtenido a través del modelo, e = valor experimental

cortante de inicio de plastificación determinados mediante el modelo propuesto, y su comparación con los valores experimentales. El valor del cortante obtenido a través del modelo mantiene una diferencia máxima del 5% con relación a los resultados experimentales. La ecuación (5) conduce a valores del desplazamiento de plastificación inferiores entre un 2 y un 24% respecto a los resultados de los ensayos, diferencias que habrían sido probablemente menores de ser considerada la rigidez de la unión, a costa de un modelo de mayor complejidad.

donde $\alpha = a/b$ y $\beta = t_s/b$, siendo a la distancia entre rigidizadores y b la altura del alma (Figura 10). Definida la deformación angular $\gamma = d_x/H$, Kasai y Popov definen γ_m , para un proceso de sollicitación monotónico o histerético, como la diferencia máxima entre un valor de la deformación angular y cualquier valor anterior alcanzado, siendo $\gamma_{m,b}$ el correspondiente al inicio de la abolladura. Basándose en la deformación que presentaban los especímenes ensayados, los investigadores consideraron al alma entre rigidizadores como una placa empotrada en sus bordes, condición para la cual k_s adopta las siguientes funciones [15]:

Modelo para la predicción de la abolladura y criterios de rigidización

Kasai y Popov [10] desarrollaron un modelo, avalado por una amplia serie de ensayos, para la predicción de la abolladura en secciones en I soportando flexión simple y plastificación por cortante. El modelo se desarrolló para ser aplicado en las vigas cortas de los pórticos excéntricos, pero ha sido recientemente validado para dissipadores con comportamiento similar de dimensiones reducidas, construidos a partir de aleaciones de aluminio muy dúctiles [12]. La abolladura permite ser predecida, asumido un módulo de Poisson de 0.3, a partir de la siguiente expresión:

$$\gamma_{m,b} = 8,7K_s(\alpha)\left(\frac{1}{\beta}\right)^2 \quad (9)$$

$$k_s = 8.98 + \frac{5.6}{(\alpha)^2} \quad \text{para } \alpha \geq 1 \quad (10a)$$

$$k_s = 5.6 + \frac{8.98}{(\alpha)^2} \quad \text{para } \alpha \leq 1 \quad (10b)$$

Esta hipótesis se ha observado que se cumple en la configuración abollada del dispositivo D5, resultando apropiada su adopción para la predicción de la abolladura en el nuevo dissipador. A partir de la expresión (9) se ha calculado la deformación angular de inicio de abolladura $\gamma_{m,b}$ para el dispositivo D5, resultando 0.1298 radianes. A partir de este valor y mediante la ecuación (4) se obtiene un desplazamiento de inicio de abolladura ($d_{s,b}$) de valor 13.62 mm, un 18 % superior al resultado experimental.

El momento de inercia mínimo de los rigidizadores para que se comporten de forma rígida con la aparición de la abolladura (condición de ultrarigidez) se ha estimado a partir de una expresión propuesta por Bleich [15]:

$$I_0 = \frac{4 \left(\frac{7}{\alpha^2} - 5 \right) t_w^3 \alpha}{12(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{E_t}{E}} \quad (11)$$

La cual resulta válida para un rango de α comprendido entre 0.20 y 1, donde E_t es el módulo elástico tangente correspondiente a la tensión normal en una dirección principal, calculado a partir de la curva tensión-deformación a tracción simple. Los rigidizadores empleados en los cinco especímenes, asumiendo una relación conservadora entre ambos módulos elásticos de 1/300, presentan momentos de inercia entre 58 y 7 veces superiores a los requeridos por la expresión (11), resultando el dispositivo D5 el menos sobredimensionado. Se observa, por tanto, que la condición de ultrarigidez resulta fácilmente asumible pese a la pequeña altura de los rigidizadores, impuesta ésta última por el reducido espesor de los disipadores.

4.2 Modelo numérico de predicción a partir del uso de elementos finitos

Descripción del modelo

Se ha modelado numéricamente el comportamiento del espécimen D5, solicitado monotónicamente. El modelo asume un comportamiento rígido de las zonas extremas del disipador (de sección rectangular) así como de sus elementos de conexión, y no tiene en cuenta que los rigidizadores y las alas confluyen progresivamente mediante un radio de mecanizado. En los modelos se ha supuesto la sección inferior empotrada, mientras que en la sección superior se admite solo desplazamiento en dirección x bajo condición de nodos acoplados. La discretización adoptada es regular y con elementos hexaedros de 8 nodos, introduciendo en el alma doble capa para reproducir la flexión debida al proceso de abolladura. Se ha considerado oportuno simplificar el problema a una sollicitación monotónico creciente, ya que:

- i) Las condiciones de abolladura del alma de un disipador por cortante pueden considerarse independientes de la historia de deformaciones [10], siendo posible extrapolar los resultados obtenidos bajo sollicitación monotónico creciente de desplazamiento a estados de sollicitación histeréticos.
- ii) A partir de la curva obtenida en sollicitación monotónica (fuerza-desplazamiento), puede predecirse la respuesta histerética [16].

Se ha asumido un modelo de plasticidad basado en el criterio de plasticidad de von Mises y la asunción de endurecimiento isotrópico. Un primer modelo adopta la curva verdadera de tensión – deformación obtenida a partir del ensayo a tracción. Un segundo modelo introduce una reducción de la capacidad de deformación en la zona de fluencia de la anterior curva, constatada a través del análisis de la deformación a partir de la galga extensométrica del disipador D5 [13].

Respuesta en el plano de disipación

Se han planteado dos modelos numéricos a partir de dos curvas tensión-deformación. El primero de ellos considera directamente la relación obtenida a partir del ensayo a tracción, mientras que el otro restringe la fluencia de la curva a la observada en el disipador de forma experimental. En la Figura 11 se pueden observar las respuestas de ambos modelos, considerando la evolución del esfuerzo cortante frente al desplazamiento entre extremos de disipador, comparadas con la respuesta experimental. Se aprecia que el modelo de comportamiento de fluencia reducida ofrece mejores resultados, manifestando una diferencia máxima en el esfuerzo cortante cercana al 3%. El uso de la curva tensión-deformación no modificada permite, sin embargo, una aproximación al problema con fines prácticos, como puede ser la determinación de la fuerza máxima si se quiere emplear el disipador como conector con paredes de mampostería o predecir la fuerza máxima en diagonales de acero para prevenir su pandeo.

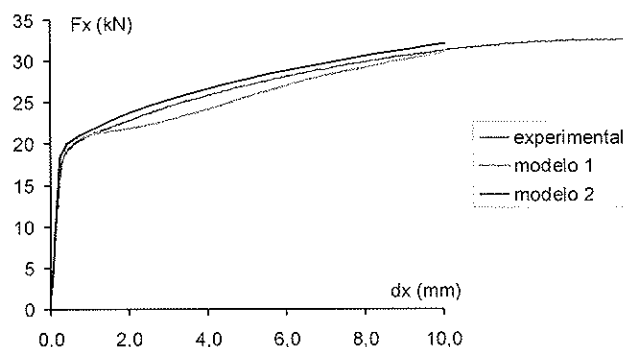


Figura 11. Curva fuerza-desplazamiento, en sus respuestas numérica y experimental: i) modelo 1, adoptando la curva tensión-deformación real del ensayo a tracción como ecuación constitutiva, ii) modelo 2, considerando la reducción de la fluencia del material mecanizado.

Abolladura del alma

De forma muy simplificada, para introducir las imperfecciones geométricas del disipador en el modelo numérico, se ha dispuesto una carga normal equivalente en el centro del alma. Su magnitud se ha calculado de forma que produzca un desplazamiento normal del 15% del espesor del alma. Se ha calculado a través del propio modelo, considerando sólo la carga equivalente y una fracción del módulo elástico en el acero (1/35), correspondiente al módulo secante del material en condiciones de deformación próximas a las de abolladura del alma. La fuerza transversal equivalente conduce a un desplazamiento de inicio de abolladura superior en un 4% al obtenido con la expresión (9) y superior en un 22% al valor obtenido experimentalmente. De forma similar a los resultados experimentales, la figura 12a permite observar la distribución de los desplazamientos fuera de plano y como los rigidizadores carecen, prácticamente, de desplazamiento y giro (figura 12b).

5. CONCLUSIONES

Los ensayos realizados con este nuevo disipador ofrecen valores reducidos del cortante de inicio de plastificación

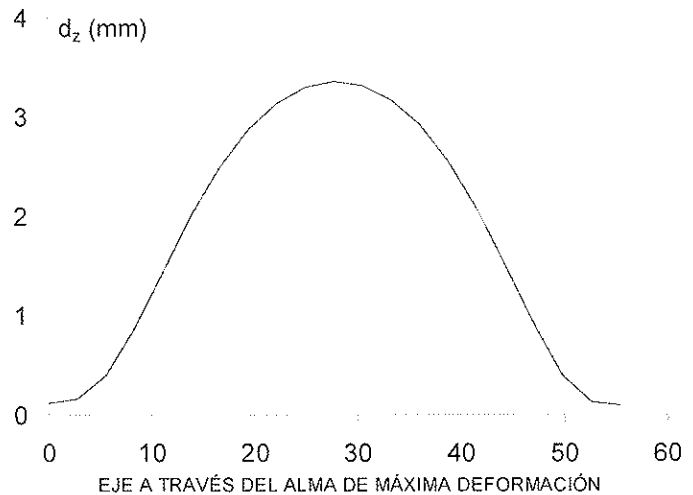
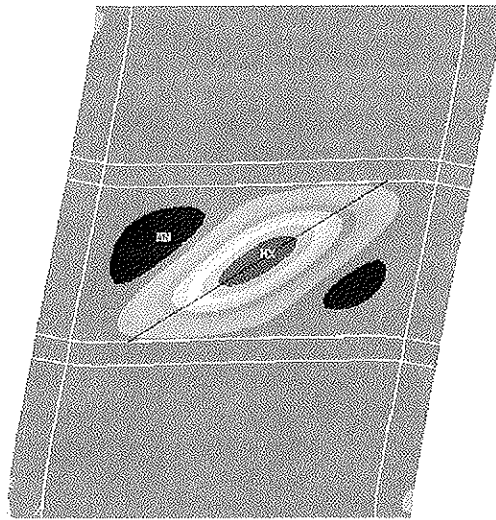


Figura 12. Deformaciones fuera del plano inicial del alma constatadas en el modelo numérico y producidas por la abolladura.

(desde 14 a 19 kN) acompañados de desplazamientos también pequeños (entre 0.3 y 0.5 mm). Una rigidización correcta del alma de los dispositivos ha permitido, en régimen histerético con deformación plástica, un comportamiento estable sin presencia de abolladura. La energía total absorbida por los disipadores, con desplazamientos máximos de ciclo inferiores a los 18 mm, ha resultado igual o superior al 75% de la energía disipada por un dispositivo ideal rígido-plástico, con el mismo desplazamiento total acumulado y la misma fuerza máxima. Estas características podrían permitir: i) que el disipador resulte adecuado para reducir la respuesta estructural de edificios a través de desplazamientos de entrepiso aceptables y ii) que pueda ser empleado como unión entre un sistema porticado flexible y paredes de mampostería, conformando así un sistema dual no estándar. Dada la elevada rigidez que ofrecería el sistema muro-disipadores con relación al sistema porticado, esta configuración resultaría muy apropiada para concentrar el daño en los disipadores y evitar así el correspondiente tanto a elementos estructurales como a no estructurales.

De los resultados experimentales se pueden extraer las siguientes pautas de comportamiento: i) la rigidización del alma, necesaria para prevenir la abolladura y permitir un proceso disipativo estable, puede reducir la capacidad disipativa del dispositivo si resulta excesiva; ii) la introducción de un radio de transición en las zonas con cambio de espesor de la sección transversal puede reducir también la capacidad disipativa, debido a una disminución de la zona de plastificación; iii) la plastificación se concentra en el alma, midiéndose en su área central una mayor deformación, con valores entre un 25 y un 40% superiores a los observados en sus zonas más próximas a los anclajes; iv) el daño empieza en la zona del alma que colinda con los rigidizadores y cercana al eje longitudinal del disipador; v) antes de que se produzca daño en el alma, las no-linealidades geométricas pueden incrementar el valor del cortante hasta en un 16%, y producir esfuerzos normales con valores del mismo orden a los manifestados por el cortante máximo. Sin embargo, con el proceso de degradación, los esfuerzos normales máximos doblan, aproximadamente, los valores máximos alcanzados por el esfuerzo cortante previa degradación. El máximo esfuerzo normal se

puede estimar a partir del producto de la tensión de fluencia por el área transversal total de las alas; vi) la aparición del daño comporta un segundo modo de disipación caracterizado por una plastificación generalizada en las alas por la formación de rótulas plásticas entre rigidizadores y alas.

Se han propuesto modelos simples, basados en la teoría de flexión de vigas rectas, para predecir el inicio del comportamiento plástico. El valor del cortante resulta bien correlacionado con los resultados experimentales, con diferencias inferiores al 5%. Sin embargo, el desplazamiento de plastificación obtenido numéricamente puede resultar inferior hasta en un 25% respecto a su homólogo experimental, principalmente debido a la no consideración en el modelo de la rigidez de las uniones y su influencia. En cuanto a la predicción de la abolladura, se ha adoptado el modelo de Kasai y Popov [10]. El desplazamiento de inicio de la abolladura numérico ha resultado un 18% superior al experimental. Asumiendo que el fenómeno de la abolladura está envuelto en numerosas incertidumbres, tales como las imperfecciones geométricas, tal predicción resulta aceptable.

El modelo basado en elementos finitos ofrece, en sus parámetros más significativos, valores aceptables de predicción. La diferencia entre el valor numérico y experimental del cortante de inicio de plastificación resulta inferior al 5%. La curva cortante-desplazamiento está muy bien correlacionada con la respuesta experimental en su fase plástica, con diferencias inferiores al 3%. La configuración deformada, al producirse abolladura, ha resultado muy similar a la observada experimentalmente, apreciándose también como los rigidizadores restringen tanto los desplazamientos fuera de plano como los giros. El valor del desplazamiento de inicio de abolladura, pese a ser un 22% mayor al observado experimentalmente, resulta próximo al ofrecido por el modelo de Kasai y Popov.

Agradecimientos

La investigación presente ha sido financiada por la Unión Europea, a través de su programa TMR-LSF, y la mayor parte

de los ensayos se han realizado en los laboratorios ISMES SpA (Bérgamo-Italia). Los autores quieren expresar su agradecimiento al Dr. Giorgio Franchioni, Director General del laboratorio estructural de ISMES SpA y Coordinador ejecutivo del programa TMR-Action 2.

REFERENCIAS

1. Mahin, S.A., Malley J.O. y Hamburger R.O. "Implications of recent steel research", *Proceedings of Sixth U.S. National Conference Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, 1998.
2. Housner, G.W. "Limit design of structures to resist earthquakes", *Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, vol. 5, 1956, pp.1-13.
3. Akiyama, H. *Earthquake-resistant limit-state design for buildings*, University of Tokyo Press, Tokyo, versión japonesa en 1980 y versión inglesa en 1985.
4. Nakashima, M., Saburi, K. y Bunzo, T. "Energy input and dissipation behavior of structures with hysteretic dampers", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 25, 1996, pp. 483-496.
5. Dorka, E. y Bayer, V. "Distribution of seismic links in hysteretic device systems", *Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, 2000.
6. Harada, Y. y Akiyama, H. "Seismic design of flexible-stiff mixed frame with energy concentration", *Journal of Structural and Construction Engineering. Transactions of Architectural Institute of Japan*, vol. 472, 1995, pp. 57-66.
7. Inoue K. y Kuwahara, S. "Optimum strength ratio of hysteretic damper", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 27, 1998, pp. 577-588.
8. Roeder, C. W. y Popov, E. P. "Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes", *Journal of the Structural Division*, ASCE, vol.104 (ST3), 1978, pp. 391-412.
9. Popov E.P. "Seismic behavior of structural subassemblies", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol 106(7), 1980, pp. 1451-1474.
10. Kasai, K. y Popov, E.P. "Cyclic web buckling control for shear link beams", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 110 (3), 1986, pp. 505-523.
- 11 Tsai, k.C. y Wang, T.S. "Shear link energy absorbers for seismic energy dissipation", *Proceedings of Sixth U.S. National Conference Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, 1998
12. Rai, D.C. y Wallace, B.J. "Aluminium shear-links for enhance seismic resistance", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 27, 1998, pp. 315-342.
13. Cahís F.X. *Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente. Análisis numérico y validación experimental de su comportamiento*, Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2001.
14. Gere, J.M. y Timoshenko, S.P. *Mecánica de Materiales*, Grupo Editorial Iberoamérica, Mejico, 1986
15. Bleich, F. *Buckling strength of metal structures*, McGraw-Hill, New York, 1952.
16. Kato, B. y Akiyama, H. " Predictable properties of material under incremental cyclic loading", *IABSE Preliminary publication*, Lisboa, 1973, pp. 119-131.

Puente sobre el barranco de Torrent. Evaluación e intervención

Bridge over Torrent gorge. Evaluation and intervention

José Antonio Martín-Caro
Javier León González
Hugo Corres Peiretti

FHECOR. Ingenieros Consultores

RESUMEN

En el presente artículo se describe un ejemplo de evaluación estructural en un puente arco de fábrica que permite una adecuada intervención en el mismo. El principal objetivo del artículo es el de mostrar una metodología de evaluación basada en un análisis estructural riguroso. Su aplicación a un caso concreto, *Puente sobre el barranco del Torrent*, sirve de hilo conductor al proceso. Dentro de este proceso general de evaluación se hace especial hincapié en el análisis estructural, mostrándose la aplicación de varios modelos de cálculo desarrollados y teniendo muy en cuenta las principales particularidades del ejemplo: estructura existente de fábrica de valor histórico.

SUMMARY

In the present paper an example of structural assessment in a masonry arch bridge is described leading to an appropriate intervention. The main objective of the paper is to show a methodology of assessment supported in a sufficient structural analysis. Its application to a

particular case bridge over the Torrent gorge, serves as an example of the whole process. The structural analysis is the topic treated in depth, pointing out the application of various methods developed by the authors and taking into account the particularities of this example: historical masonry existing structure.

1. DESCRIPCIÓN GENERAL

El Distribuidor Comarcal Sur de Valencia, autovía de nuevo trazado, se encuentra, a su paso por Torrent, con el puente del barranco del mismo nombre, construido en la segunda mitad del siglo XIX y formado por bóvedas de ladrillo, boquillas, tímpanos, pilas y estribos de sillería caliza. El puente da paso a la carretera que enlaza las localidades de Torrent y Alaquás, soportando tráfico en los dos sentidos. El estado de conservación en que se encontró el puente, a falta de una auscultación más profunda, era bueno.

El entorno se encontraba necesitado de actuaciones que rehabilitaran un bello pero descuidado paisaje, de manera que, al reto de resolver el encuentro

de la autovía se unía el de potenciar el entorno urbanístico, siendo el puente el elemento principal de referencia, lo que pasaba por la búsqueda de una solución de equilibrio entre entorno y función, ésta en la doble vertiente de desagüe y de paso de la autovía.

El puente, de 106,69 m de longitud, constaba de 9 bóvedas agrupables en dos conjuntos. El primero de ellos (seis bóvedas comprendidas entre 2,81 y 2,96 m, con pilas intermedias de una anchura equivalente a la luz) se situaba en la margen izquierda. El segundo, situado sobre el cauce principal, consta de cinco arcos de luces comprendidas entre 11,80 y 11,90 m, con pilas de 1,80 m de anchura y una altura que oscila entre 2,0 y 5,0 m. La anchura total de las bóvedas en ambos casos es de 6,11 m y la del tablero, ensanchado asimétricamente en época reciente, de 8,31 m.

2. EL TRAMO NUEVO DEL PUENTE Y SU ENCUENTRO CON LA AUTOVÍA

El trazado de la autovía, que discurre por la margen izquierda, incidía sobre la

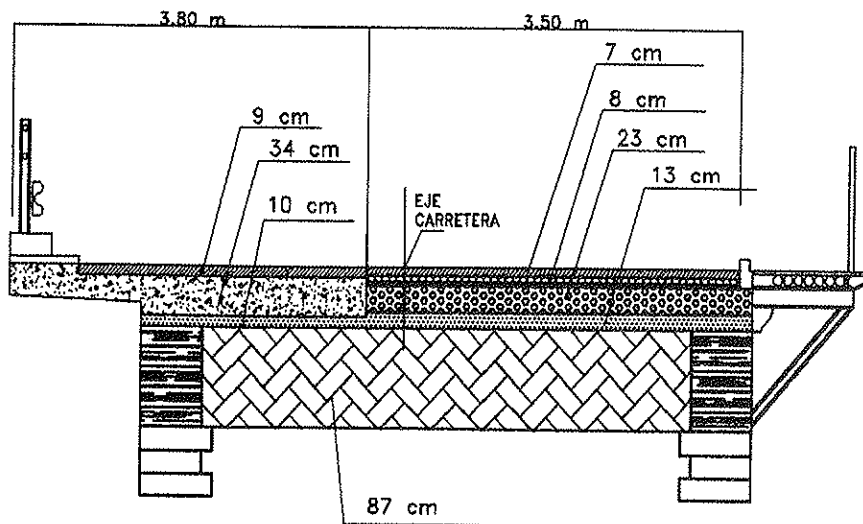


Figura 1. Sección transversal. Situación existente.

zona de estribo y dos primeras arcadas de ese lado. En consecuencia, en sentido longitudinal, el puente se amplió en 28 m en su zona norte para dar paso, bajo el nuevo tablero, a la autovía, para lo que resultaba preciso demoler el citado estribo norte y las dos primeras bóvedas menores. Los 28,0 m que se han agregado al puente existente están constituidos por un dintel empotrado en los estribos y

en la pila central, entre las dos calzadas de la autovía. La presencia de este apoyo intermedio permite el proyecto de una estructura adintelada esbelta en armonía con la geometría del conjunto de la obra existente (figuras 1 y 2).

Se ha acudido a un tablero de hormigón armado de 0,70 m de canto estricto, empotrado en los estribos y en la pila

central, cuyos fustes inclinados absorben parte de las flexiones del tablero. Éste está constituido por 2 nervios longitudinales desde los que parten los amplios voladizos laterales.

El impacto producido ha sido, en efecto, mínimo: se ha mantenido y aún prolongado la rasante y se ha reducido la opacidad del largo estribo con la inclusión de una sobria estructura adintelada que respeta las relaciones geométricas y el equilibrio planteado en la estructura existente.

Un aspecto delicado, que requería una especial atención, era el encuentro entre la nueva y la antigua estructura. La solución se ha concretado en un elemento de transición, a modo de pila-estribo de ambas partes, en la que se da solución de continuidad mediante un juego de formas y texturas: sillería rematada en adaraja, sobresaliente hacia el exterior, de la que surgen superficies de ladrillo y, a continuación, el hormigón del nuevo estribo (figura 3).

Al mismo tiempo, la anchura total del puente se amplió hasta los 11,00 m a partir de los 8,31 m primitivos.

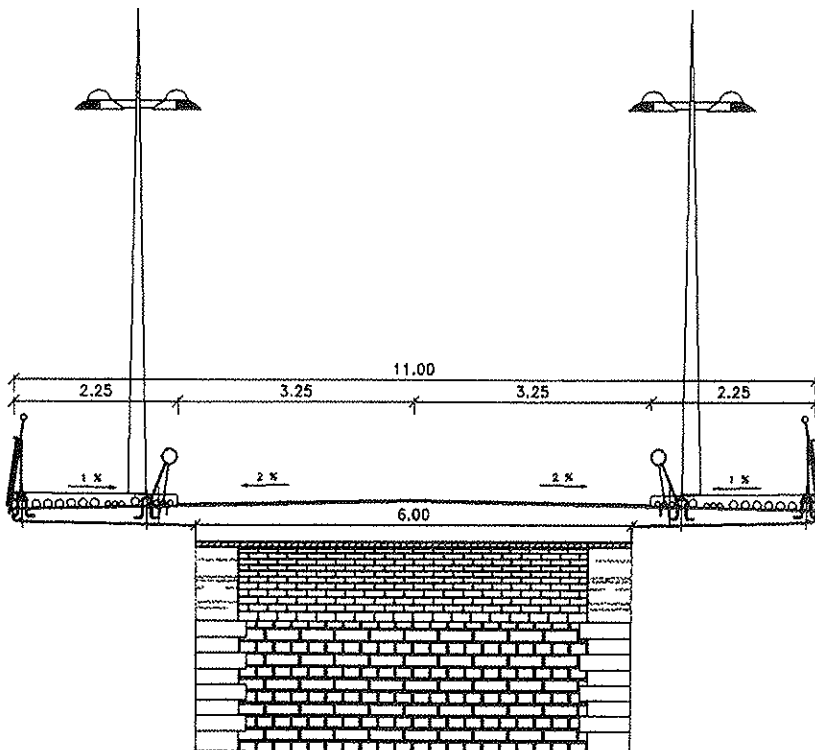


Figura 2. Alzado y Sección Transversal. Solución propuesta.

3. EVALUACIÓN Y VIABILIDAD DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA PARA EL PUENTE EXISTENTE

Como se ha venido exponiendo, el hilo conductor de todo el proceso conceptual de remodelación y ampliación (longitudinal y transversal) del puente del barranco del Torrent ha sido el del respeto a la estructura existente y la mejora del paisaje en que se encuentra. Para hacer esto posible, era preciso contar con la estructura portante existente, cuyo estado de conservación era satisfactorio (visual y estructuralmente).

Esta forma de actuar, casi obvia, no es la más frecuente. Por desgracia, las actuaciones sobre puentes de fábrica han prescindido a menudo de la capacidad portante del puente, sustituyendo normalmente el mecanismo resistente por otro oculto. A ello se ha unido un desaprovechamiento de recursos que ha redundado, casi siempre, en el encarecimiento final de la obra.



Figura 3. Vista general del puente tras la intervención.

3.1 Justificación de la solución adoptada

Al tratarse de un puente del que no se dispone documentación y cuyo proyecto no está sujeto a la Instrucción de acciones de 1956 o de 1972, sería preciso recopilar un mínimo de información suficiente para abordar el estudio de su seguridad dentro del marco de la fiabilidad estructural. Esto comportaría las siguientes actuaciones:

a) Caracterizar las acciones, lo que conlleva la definición geométrica para deducir el peso propio y las cargas muertas, así como la definición del tráfico real (sobrecargas) y obtener así las solicitaciones (S).

b) Caracterizar las resistencias R a partir de ensayos para la obtención de los parámetros mecánicos de la estructura existente y, a continuación, plantear modelos contrastados de comportamiento.

c) Cuantificar finalmente la seguridad real del puente en términos de probabilidad de fallo o colapso p_f mediante el concepto de índice de fiabilidad β a través de la función $G=R-S$ (figura 4).

El problema es entonces saber cuál es valor mínimo del índice β que permite considerar un elemento estructural fiable, lo que dependerá del tipo de análisis realizado (basado en la teoría elástica o plástica), del número de variables

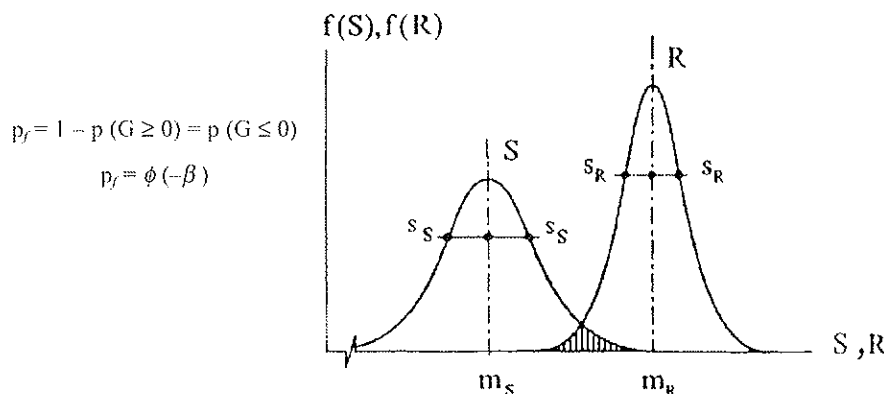


Figura 4. Funciones de densidad de probabilidad de la solicitación, S , y de la resistencia última, R , de una estructura. Tanner 1997 [1].

introducidas en la función G , de la propia función G , etc. [1], [2]. Este punto es especialmente delicado en este caso, ya que las imprecisiones cometidas en los cálculos estructurales se deben más a imprecisiones relativas a los métodos de cálculo que a las debidas a la caracterización de acciones y resistencias.

Otra opción, que elude la caracterización de acciones y solicitaciones (evitando así ensayos, técnicas de simulación, datos de aforo, etc.) y, sobre todo, fijar un valor para el índice de fiabilidad β , es, suponiendo aceptable la situación actual, considerar fiable la nueva solución siempre que:

$$\beta_2 \geq \beta_1$$

siendo β_2 el índice de fiabilidad de la nueva estructura y, β_1 el índice de fiabilidad de la estructura existente.

Esta inecuación se cumple en el puente del Torrent ya que las solicitaciones S_1 y S_2 en la estructura antes y después de la intervención, así como las resistencias R_1 y R_2 en ambas situaciones satisfacen las condiciones siguientes:

– $S_2 = S_1$: La anchura del tablero se amplía hasta los 11,00 m a partir de los 8,31 m iniciales. Esta operación se realiza por medio de prelasas de hormigón ligero, de tal manera que la suma del peso propio y las cargas muertas no varía con respecto a la situación precedente, dato de especial importancia desde el punto de vista del análisis de la cimentación. La sobrecarga de tráfico tampoco varía porque por una parte, la ampliación de la anchura del tablero no lleva consigo una ampliación en el número de carriles de circulación y, por otra parte, apenas se esperan cambios significativos en el tráfico.

La configuración estructural tampoco cambia, así que los esfuerzos obtenidos, independientemente del tipo de análisis, son directamente comparables en una situación y en otra. En todo caso, además, tanto la compactación del relleno como la disposición de las prelasas facilita una mejor distribución transversal de las cargas. Esto conduce a esfuerzos incluso menores dentro del mencionado análisis elástico y que, dentro de otro tipo de análisis (elastoplástico, plástico o rígido-plástico) eleva la capacidad portante de forma no despreciable [3],



[4], [5], y al mismo tiempo valida el comportamiento bidimensional de los modelos de cálculo que habitualmente se utilizan para estas estructuras.

– $R_2 \geq R_1$: No se han modificado las propiedades mecánicas de los materiales existentes (fábrica de ladrillo en la bóveda y relleno de arcilla).

Por lo tanto, $G_2 - G_1 \geq 0$,

Para poder suponer aceptable la situación precedente, no se consideró suficiente una inspección visual a pesar del buen estado aparente de la estructura después de más de 100 años de utilización. Se llevó a efecto un análisis del comportamiento de la estructura, tanto en servicio como en agotamiento, como se explica a continuación.

3.2 Comportamiento en servicio

El objetivo perseguido al llevar a cabo un análisis del comportamiento en servicio en este caso, no era tanto comprobar los ELS habituales, sino analizar el comportamiento de la estructura bajo condiciones normales de carga, localizando las posibles zonas de daño y fisuración. Esto permitió valorar el estado actual del puente (nivel tensional de la fábrica) y localizar posibles zonas de fisuración, así como validar el modelo empleado al contrastar los resultados numéricos con lo observado en la estructura real.

De un análisis elástico lineal en servicio, bajo cargas ordinarias, se obtienen unas tensiones máximas de tracción en la zona de arranques de 1,0 MPa. Si se decide no contar con la resistencia a tracción de la fábrica y realizar un cálculo no lineal con un criterio de no tracción para la misma, aparecen unas zonas muy limitadas de fisuración en la zona de arranques (en 10 cm de espesor) y un aumento despreciable de las máximas tensiones de compresión en las secciones críticas (14%).

Es importante añadir que la deducción de tensiones que se acaba de explicar no constituye una predicción precisa del nivel tensional real. Como es sabido desde hace tiempo, los avatares por los que han atravesado las bóvedas (proceso constructivo seguido, posibles movimientos en los arranques o en las pilas, movimientos sísmicos, etc.) han alterado la

condición teórica inicial de arcos bienpotrados, de forma que lo más probable es que el arco sea bi- o tri-articulado.

Las mediciones de tensiones llevadas a cabo *in-situ*, en bóvedas [6], dejan ver que, normalmente, las tensiones existentes en un arco reflejan una abertura del arco en arranques con el consiguiente descenso en clave. Si se realiza el mismo cálculo en servicio incluyendo un posible descenso en clave de, por ejemplo, $\delta=L/150$, pero ahora sobre el arco biapoyado, sólo aparecen compresiones en la bóveda.

En cualquier caso, el nivel tensional de la bóveda bajo cualquiera de las configuraciones anteriores, era inferior a 3,0 MPa, y las zonas de fisuración (en la configuración de empotramiento, que era en la única donde aparecían) quedaban limitadas a zonas muy restringidas, cercanas a los arranques y de poca profundidad, lo que refuerza la aseveración inicial acerca del correcto funcionamiento de la estructura y explica el buen estado en que se encontraba la misma.

3.3 Análisis del comportamiento último de la estructura. Modelos de comportamiento e identificación de los posibles ELU según los modos de fallo

En este caso el objetivo es deducir el margen de seguridad esperable, incluyendo situaciones particulares, transportes especiales, etc.

Dentro del puente arco de fábrica se han identificado 3 elementos estructura-

les principales por encima de la cimentación (figura 5): la bóveda, el relleno (doble acción: reparto de cargas y desarrollo de empujes) y los tímpanos. La rigidización que aporta este último elemento no se ha considerado en el análisis en agotamiento ya que, como han demostrado los ensayos a rotura realizados [7], para estados avanzados de carga los tímpanos se separan de la bóveda. Incluso en condiciones habituales de carga, esta separación ya está presente, aunque no era el caso del puente estudiado.

La fábrica, material compuesto, presenta un comportamiento fuertemente no lineal desde tempranos estados de carga, por lo que un análisis elástico de esfuerzos con criterio de rotura a nivel de sección conlleva una subestimación notable de la capacidad portante de la estructura. Por ello se hace necesario un análisis elastoplástico con criterio de rotura a nivel global, siempre y cuando no se produzca un modo de fallo local (inestabilidad o aplastamiento) que debe ser comprobado.

El margen de seguridad se definió con respecto a los posibles modos de fallo esperables y a través de tres acercamientos o niveles sucesivos de análisis.

Los posibles modos de fallo son:

- Colapso mediante la formación de un mecanismo (figuras 6 y 7) de
 - flexión (monoarco o multiarco); o de
 - cortante



Figura 5. Elementos del puente durante las obras de demolición de la bóveda menor extrema.

- Rotura por aplastamiento y pérdida de material
- Colapso por inestabilidad o *snap-through* (pérdida de forma)
- Separación de roscas.

Los niveles de aproximación fueron los siguientes:

Primer nivel. Método de equilibrio (rígido plástico)

Se obtiene la carga puntual de rotura concomitante con el peso propio, las cargas muertas y las sobrecargas en un arco suponiendo la formación de un mecanismo de flexión. El cálculo se ha realizado mediante un programa puesto a punto por los autores y que se basa en el planteamiento del equilibrio límite desarrollado principalmente por Heyman y que implica un criterio plástico a nivel estructura y sección. En él se tiene en cuenta el reparto de cargas a través del relleno y el empuje lateral del mismo mediante la cuantificación de las cuñas de empuje en el trasdós de la bóveda. El procedimiento aparece descrito en su totalidad en [3]*.

La reacción obtenida en el cálculo de la carga última pasa, en este caso, por el núcleo central de la base de la pila, por lo que puede afirmarse que el comportamiento de los arcos es independiente o monoarco.

El método no permite estudiar otros modos de fallo, por lo que es recomendable realizar un análisis seccional posterior, al igual que un estudio de las cargas en la cimentación.

Segundo nivel. Análisis de la fábrica por medio de bloques rígidos

Como en el caso anterior, se obtiene también la carga puntual de colapso concomitante con el peso propio, las cargas muertas y las sobrecargas mediante la formación de un mecanismo. Esta vez se hace uso del principio de los trabajos virtuales, obteniéndose la carga de mínima energía. En el balance energético entran en juego el trabajo potencial, el trabajo disipado por rozamiento en los posibles deslizamientos y el trabajo conservativo de los muelles que simulan las diferentes uniones: bóveda/tímpano, bóveda/relleno y tím-

pano/estribo. El método, que aparece descrito en su totalidad en [4], tiene la gran ventaja sobre el anterior de que permite tener en cuenta la existencia de deslizamientos relativos entre dovelas, debidos, por ejemplo a un descenso de pila, así como mecanismos de rotura de tipo cortante.

El análisis se realiza para los casos de mecanismo de un solo arco y mecanismo multiarco (figuras 6 y 7).

En el estudio del puente del Torrent se ha analizado también con este procedimiento la influencia que tendría en el valor de la carga última un descenso previo de la pila situada entre los dos arcos centrales del puente, suponiendo que se desarrollaran deslizamientos relativos entre las dovelas cercanas a los hombros de los arcos adyacentes y contando con un coeficiente de rozamiento $\mu=0,40$.

Se limitó la tensión máxima de compresión para tener en cuenta así posibles fallos por aplastamiento. No se estudian con este procedimiento los casos de eventual *snap through* y de separación de roscas. Estos aspectos se analizan más adelante.



Figura 6 a. Mecanismo de flexión de un arco.

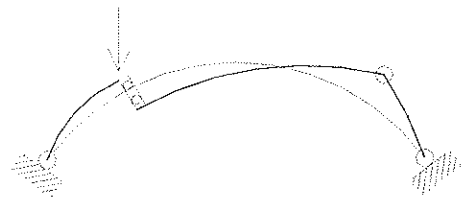


Figura 6 b. Mecanismo de cortante de un arco.

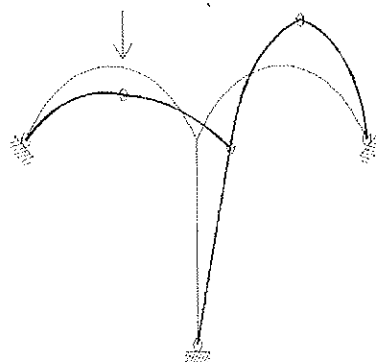


Figura 7. Mecanismo de flexión multiarco.

* El procedimiento mejora y valida el propuesto por Heyman, puesto que este autor propone una configuración de rótulas que cumple el Teorema del Límite Superior de la Plasticidad, lo que no conduce, *per se*, a la obtención de la mínima carga de colapso. Los autores, mediante un programa, recorren todas las configuraciones posibles de rótulas hasta dar con la carga mínima: solución única.

Los dos procedimientos anteriores sólo permiten considerar como tren de cargas una carga puntual y una sobrecarga uniforme a lo largo de toda la estructura concomitante con la carga permanente.

Tercer nivel. Comportamiento no lineal geométrico y mecánico

Al no disponer de datos precisos sobre la ecuación constitutiva $\sigma - \epsilon$ de la fábrica del puente, tan sólo del valor de agotamiento f (supuesto característico), el de la deformación última ϵ_u y el aparejo, se ha recurrido a la bibliografía existente, que recoge distintos modelos para fábrica de ladrillo, de los que destacan ([8], [9]), los de Kent y Park, Samarashinge, Magenes, parábola-recángulo, bilineal, etc.

Para cada uno de los posibles diagramas $\sigma - \epsilon$ (figura 8.a) se ha construido el correspondiente diagrama de interacción, como se muestra en la figura 8 b). Como se puede observar, las diferentes ecuaciones constitutivas analizadas proporcionan resultados muy semejantes en la primera parte del diagrama, para valores de v hasta 0,3 aproximadamente, en los que se encuentran habitualmente los axiles solicitantes.

El cálculo de los pares (N,M) se ha realizado para valores de $f=8,0^*$ MPa, resistencia nula a tracción y $\epsilon_u = 0,4\%$. El no considerar resistencia a tracción en la fábrica puede ser, como en este caso, conservador, pero al no disponer de ensayos que permitieran estimar ese valor y, teniendo en cuenta el carácter frágil de esta variable en la fábrica, se optó por no tenerlo en cuenta.

El relleno se ha simulado por medio de la acción de unos muelles horizontales sobre el trasdós del arco (figura 9). Los muelles sólo actúan cuando se produce un movimiento apreciable de la bóveda hacia el relleno (una vez se ha formado la tercera rótula) y tienen limitada su acción máxima, como se indica en la figura 10.

En la figura 11 aparecen representados por puntos las parejas de esfuerzos (N,M) resultantes de realizar un cálculo lineal (cálculo I) y los obtenidos de un cálculo no lineal (cálculo II) en la situación final de agotamiento. Las acciones consideradas han sido, por una parte, el peso propio y cargas muertas y, por otra, una carga puntual aplicada en riñones de la bóveda. Las cuasi rectas incluidas representan el tramo inicial del diagrama de interacción deducido suponiendo

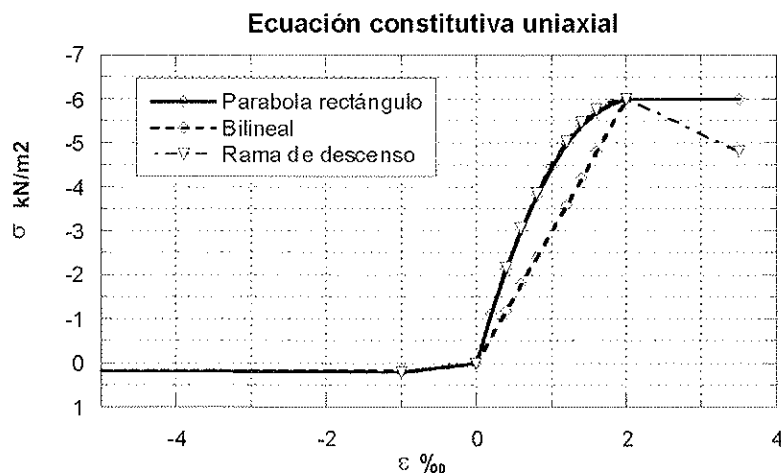


Figura 8 a) Diferentes ecuaciones constitutivas para la fábrica.

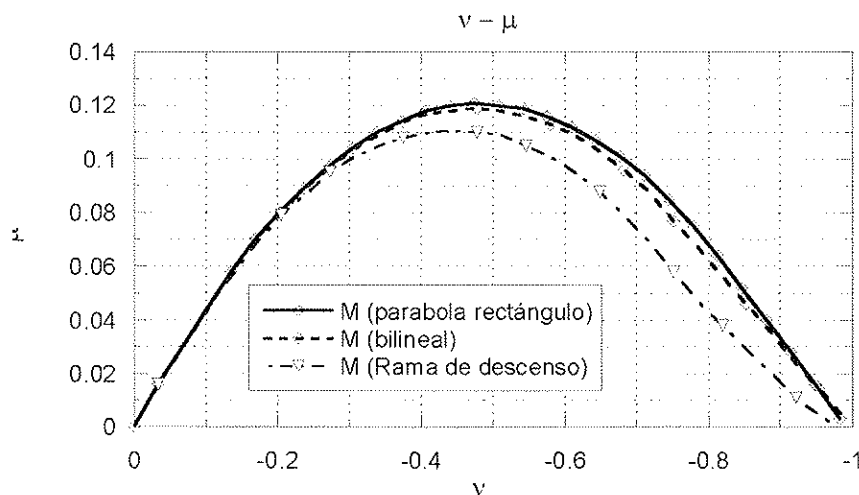


Figura 8 b) Diagramas de interacción adimensionales de una sección rectangular $b \times h$ de la fábrica.

* Se ensayaron tres probetas, provenientes de una de las bóvedas demolidas, a compresión simple. Finalmente, se tomó el menor valor obtenido en los ensayos

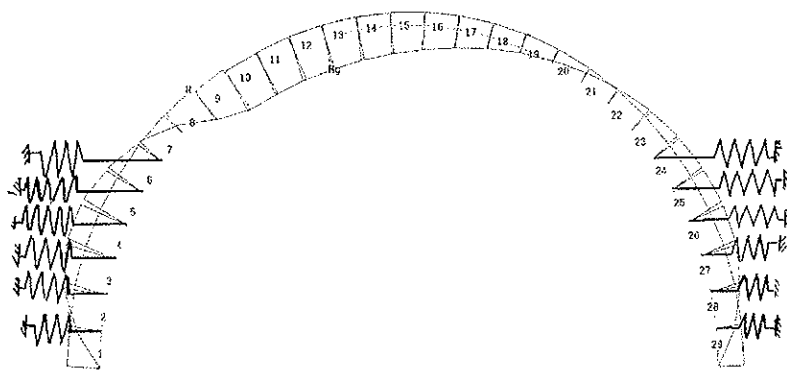


Figura 9. Modelo de análisis. Bóveda + relleno.

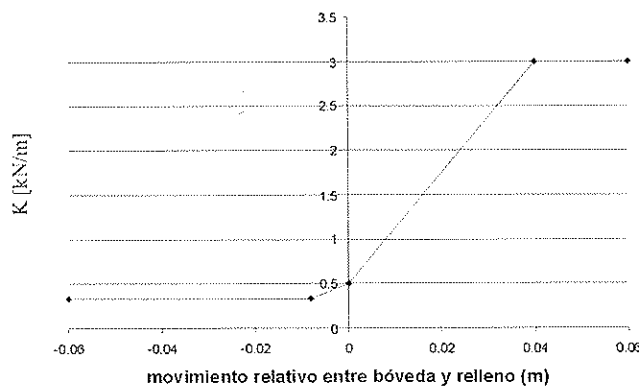


Figura 10. Valor de la constante del muelle en función del movimiento relativo de bóveda y relleno.

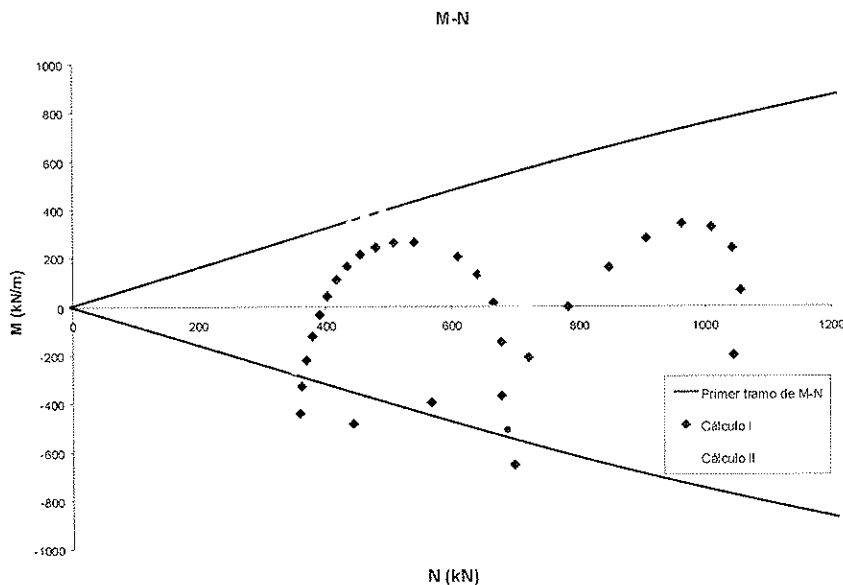


Figura 11. Representación de los pares (N, M) correspondientes a distintas secciones del puente, obtenidos mediante cálculo lineal (I) y cálculo no lineal (II), en comparación con el diagrama de interacción. Los puntos situados sobre el diagrama corresponden a las cuatro rótulas formadas.

un comportamiento elastoplástico de la fábrica (diagrama bilineal, con $f_{tr}=(0,85f)/1,6$). A falta de otra información se ha supuesto un coeficiente de reducción por cansancio de 0,85 y un coeficiente de minoración de la resis-

tencia de 1,6, similares a los del hormigón. Es obvio que se hace preciso un estudio más completo de la cuestión. La ubicación de cuatro de los puntos del análisis no lineal en los límites del diagrama de interacción indica la forma-

ción de cuatro rótulas, que transformarán el arco en un mecanismo como se muestra en la figura 1. En esta misma figura puede apreciarse también cómo, para la misma configuración de cargas pero, en este caso, realizando un análisis elástico lineal, los resultados no serían válidos al encontrarse puntos fuera del diagrama de interacción. Bajo este tipo de análisis el agotamiento se habría alcanzado para un valor de carga puntual inferior (cuando en una sección la resultante caiga fuera del núcleo central).

El estudio del agotamiento de la sección por cortante con la teoría tradicional presenta la dificultad, entre otras, de no conocer la máxima tensión tangencial admisible en la fábrica, valor de extraordinaria dispersión y dependiente de la tensión normal en la misma ([10], [11]), por lo que se ha realizado un estudio a nivel de cada sección basado en la relación N, Q . En la figura 12 se representan las parejas de puntos (N, Q) calculados en agotamiento para el mismo nivel de carga que en la figura 11. En este caso las rectas marcan un valor límite del coeficiente de rozamiento de $\mu=0,4$ con un valor nulo para la cohesión. La zona bajo la aplicación de la carga puntual se acerca a este valor, pero sin superarlo, lo que significa que, suponiendo este valor de $\mu=0,4$ como válido, el agotamiento de la estructura será mediante la formación de un mecanismo de cuatro rótulas, sin la aparición de deslizamientos relativos.

Los cálculos han sido realizados con el programa comercial *SOFISTIK*, que incorpora algoritmos de cálculo no lineal. Para poder simular de forma correcta las rótulas es conveniente realizar el análisis con herramientas que permitan grandes concentraciones de curvaturas (existen programas de cálculo que actualmente dan respuesta a este problema entre otros el propio *SOFISTIK* y, especialmente, el *GMF* [11], [12]).

Al limitarse en la ecuación constitutiva la tensión máxima de compresión a un valor $f_{td}=0,85f/1,6=4.0$ MPa se controla la posibilidad del colapso por aplastamiento. En las secciones de formación de rótulas la profundidad de las zonas de plastificación oscila entre 8,0 y 21,4 cm, lo que equivale a 8,9 y 23,3% del canto total respectivamente. La excentricidad e (medida desde el baricentro hasta el punto de paso de la



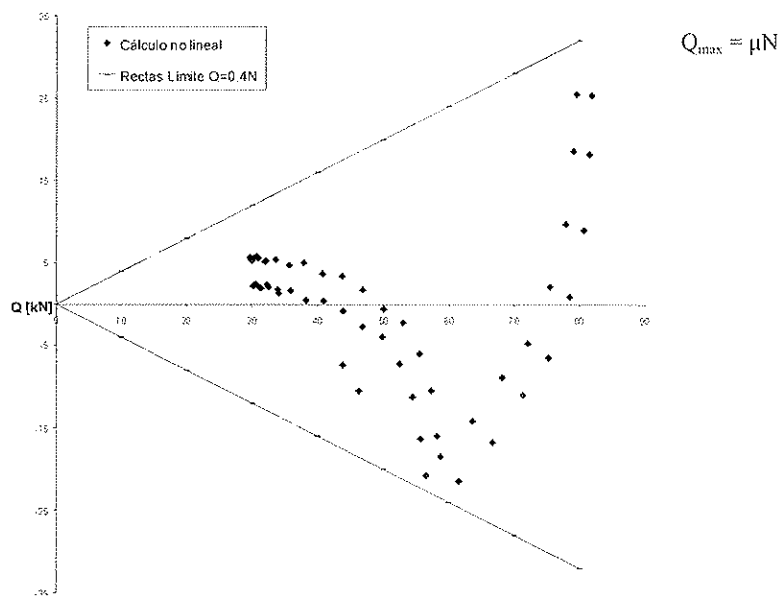


Figura 12 Representación de los pares (Q,N) correspondientes a distintas secciones del puente, obtenidos mediante cálculo no lineal. Las rectas representan la condición de fallo por deslizamiento al superar el valor límite del rozamiento ($\mu = 0,4$).

resultante) equivale al 45,0 y 38,3 % del canto.

4. RESULTADOS

En la tabla 1 siguiente se resumen los valores de las cargas últimas según los diferentes tipos de análisis expuestos.

Los resultados que aparecen en la tabla 1 han sido calculados para un metro de anchura. La carga última total se obtendrá, por tanto, multiplicando por 6,11 m (anchura total de la bóveda). Esta afirmación que antes de la actuación sería discutible (reparto transversal), ahora y gracias a las prelosas de reparto, es más cierta. Lo correcto, como se ejecutó, es que las prelosas

apoyen directamente sobre el relleno, evitando apoyar en los tímpanos ya que, en ese caso, harían trabajar a estos elementos y no a la bóveda.

Por otra parte se constata la importancia de la acción estabilizadora del relleno, una vez que se ha formado la tercera rótula, en los tres niveles de análisis que aparecen en la tabla 1. La similitud de valores en el segundo nivel para los casos de mecanismo de un solo arco y mecanismo multiarco, indica que si los sillares de la pila no presentan ningún enjarje, pudiéndose abrir una rótula sin dificultad, el colapso podría ocurrir de cualquiera de las dos formas (monoarco o multiarco).

Cada uno de los niveles o acercamientos realizados, llevó consigo un estudio

paramétrico previo de las variables geométricas y mecánicas que entran en juego en el mecanismo resistente de estas estructuras, gracias al cual, se pudo determinar la importancia real de estas variables. Un resumen de estos estudios se encuentra en [3], [4], [5].

Del estudio realizado en el tercer nivel se localiza la zona traccionada en los arranques de la bóveda. Además, el nivel de tensiones es aceptable, lo que confirma el estado satisfactorio:

$\sigma_{max} = 3,0 \text{ MPa}$ en el caso de empujamiento en arranques

$\sigma_{max} = 2,5 \text{ MPa}$ en el caso de apoyo en arranques

5. CONCLUSIONES

– En definitiva, según se deduce de este ejemplo, se hace muy recomendable (por no decir necesario) un análisis estructural previo a toda intervención, lo que permitirá valorar la reserva estructural y proponer la intervención más adecuada sin necesidad de despreciar *a priori* la capacidad portante de la fábrica. El análisis constituye, además, una muy buena forma, aunque no la única, de diagnóstico de posibles daños o defectos.

– Es conveniente realizar un análisis conjunto de la estructura para poder interpretar el estado actual de la misma, pues muchas veces la inspección visual puede no ser suficiente. Incluso, como se ha comentado en el ejemplo, a pesar de no aumentar las cargas ni de modificar las resistencias, es necesario analizar el comportamiento de la estructura para poder asegurar que tanto su estado actual como el esperable a medio plazo son correctos. Este análisis debe de alimentarse de todos los datos posibles, geometría actual, parámetros mecánicos fiables, etc. y debe permitir obtener la capacidad portante de la estructura como la menor frente a los distintos modos de fallo.

– También la cimentación debe ser objeto de especial atención, siendo de aplicación el criterio expuesto de $\beta_2 \geq \beta_1$.

– En el análisis en agotamiento, se demuestra que limitar la capacidad

Tabla 1. Carga puntual de agotamiento según los diferentes niveles de análisis, considerando o no la acción del relleno

Nivel de análisis	P_{ult} (sin relleno) [kN]	P_{ult} (con relleno) [kN]
0. Método elástico (Aparición de tracciones)	50	80,0
1. Método plástico	160	272,0
2. Bloques rígidos 1 Arco	134,0	227,8
2. Bloques rígidos 2 Arcos	138,5	225,8
3. Comportamiento no lineal	135	310

estructural de esta tipología al agotamiento de una de sus secciones mediante un análisis lineal, lleva consigo una subestimación de la capacidad portante de la estructura del orden del 75% en la mayoría de los casos y en éste en particular. Por tanto, deberá realizarse un análisis elástico a nivel de sección con un criterio de agotamiento a nivel de estructura. Además, no se debe excluir del análisis ninguno de los modos de fallo *a priori*. El método plástico (nivel I) puede conducir a resultados no satisfactorios por esta causa.

Notación

b	ancho de la sección
h	canto de la sección
K	constante de empuje del relleno
N	esfuerzo axial
M	esfuerzo flector
β	índice de fiabilidad
ϵ	deformación uniaxial de la fábrica
ν	axil adimensional
μ	momento adimensional coeficiente de rozamiento macroscópico de la fábrica
σ	tensión uniaxial en la fábrica

BIBLIOGRAFÍA

[1] TANNER, P. La evaluación de la fiabilidad de estructuras existentes. El

estado del arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón. GEHO-CEB, Madrid, junio 1995.

[2] SOBRINO, J.A. Evaluación del comportamiento funcional y de la seguridad estructural de puentes existentes de hormigón armado y pretensado. Tesis Doctoral. GEHO-CEB, 1994.

[3] MARTÍN-CARO, J.A ; LEON, J; CORRES, H. Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Modelo de equilibrio. Ingeniería Civil. CEDEX. 1998

[4] MARTÍN-CARO, J.A ; LEON, J; CORRES, H. Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Modelo energético. Parte I y Parte II. Ingeniería Civil. CEDEX. 1998 .

[5] MARTÍN-CARO, J.A ; LEON, J; CORRES, H. Puentes arco de fábrica. Evaluación e intervención. Second International Arch Bridge Conference. Venice, 1998.

[6] HUGHES, T.G.; PRITCHARD, R; CHOO, B.S. & HOGG, V. Insitu stress in masonry arch bridges. Proceedings of the 1997 15th Structures Conference.

[7] PAGE, J. State of the art review on the masonry arch bridge. TRRL . Department of Transport.

[8] CHOO, B.S; COUTIE, M.G. and GONG, N.G. The effects of cracks on

the behaviour of masonry arches. Proceedings of the ninth International Brick Masonry Conference. Berlin 1991.

[9] LOO, Y.C. & YANG, Y. Tensile strength, strain softening and the failure analysis of masonry arch bridges. Computational Mechanics. 1991.

[10] HENDRY, A.W. Masonry properties for assessing arch properties. TRL Contractor Report CR244 , 1990

[11] MOLINS, C; ROCA, P. Un modelo para el análisis del comportamiento resistente de construcciones de fábrica. Tesis Doctoral. UPC. 1996.

[12] MOLINS, C; ROCA, P. Análisis resistente de construcciones de obra de fábrica. Aplicaciones a puentes arco. Hormigón y acero nº 209. 1998.

Agradecimientos

Los autores quisieran hacer patente su agradecimiento a la Dirección de Obra, asumida por Adolfo Roca Lorente y Miguel Martínez Asensio de la Consejería de Obras, Urbanismo y Transporte de la Generalitat Valenciana. Asimismo, desean agradecer la colaboración de José Antonio Martínez Pérez de Dragados y Construcciones en la obtención de datos.

Recomendaciones para el proyecto, fabricación y montaje de piezas prefabricadas de hormigón estructural

Prof. J. Calavera Ruiz
INTEMAC
ETS DE I. DE CAMINOS. UPM

El nivel general de la prefabricación en España puede calificarse como alto. Como es natural y dada la variadísima gama de piezas estructurales que se fabrican, existen diferencias de unos campos a otros. Quizá debieran mencionarse, por el alto nivel, incluso internacionalmente hablando, los puentes prefabricados y en cambio debe señalarse el retraso con que se está difundiendo el empleo de los paneles para edificios.

Con independencia de lo anterior hay que reconocer que la imagen que el público en general tiene de la prefabricación ni es correcta ni es buena. Para muchas personas prefabricación se identifica con baja calidad, monotonía, fealdad, etc.

Un tercer aspecto que debe ser considerado es la ausencia de Normativa Española sobre el tema, salvo algunas normalizaciones puntuales del Ministerio de Fomento y las sucesivas Normas EF relativas a forjados. El resto del campo, realmente enorme, de productos prefabricados, carece de toda Normativa.

En el caso particular de los forjados, como decimos desde el año 88 ha habido una Normativa concreta. En España la producción de forjados prefabricados goza de una tradición larga pues se inició prácticamente al principio de la década de los 50.

Sin embargo, debe señalarse que se ha orientado básicamente a los forjados de vigueta y bovedilla y la entrada de otros productos y en particular de las losas alveolares se ha producido con un retraso considerable sobre el resto de los países europeos y Estados Unidos.

Afortunadamente esta situación se ha corregido con gran rapidez y en estos momentos el desarrollo de las losas alveolares es análogo al de cualquier otro país de Europa.

La situación anteriormente descrita llevó a ACHE a considerar conveniente la publicación de un documento que abarcara el conjunto de la prefabricación. Se estimó que dada la extensión del tema y la complejidad del mismo, el tratamiento adecuado era el de redactar un documento con el carácter de recomendaciones y no unas especificaciones concretas.

La tarea ha resultado muy difícil como era lógico y previsible, ya que la cantidad de productos ha exigido la estructuración de un grupo de trabajo muy amplio dividido a su vez en subgrupos concretos. Ello ha requerido la movilización y esfuerzo de muchas personas.

Por otro lado algunos de los temas son especialmente complejos, en particular en aquellos elementos estructurales, que son varios, que trabajan sometidos a acciones producidas por el terreno.

La tarea se abordó mediante la distribución de trabajo en Grupos. El Coordinador de cada Grupo formaba parte del Grupo General propiamente dicho, encargado de la redacción del documento.

La estructura de los Grupos es la siguiente:

- Presidente: Profesor J. Calavera. U.P.M. - INTEMAC
- Secretario: Profesor A. Garrido Hernández. Consejo General de la Arquitectura Técnica
- Coordinador Grupo 01 "Forjados de viguetas y losas nervadas"
J.M. Simón Serra. Colegio de Ingenieros Industriales de Cataluña
- Coordinador Grupo 02 "Forjados de losas alveolares"
Profesor E. González Valle. U.P.M. - INTEMAC
- Coordinador Grupo 03 "Elementos lineales para naves y edificios"
Profesor J. Fernández Gómez. U.P.M. - INTEMAC
- Coordinador Grupo 04 "Elementos para puentes y acueductos"
J.L. Lleyda Dionis. ALVISA

- Coordinador Grupo 05 "Losas y bóvedas para pasos bajo terraplén"
D. Fernández-Ordóñez. PREFABRICADOS CASTELO
- Coordinador Grupo 06 "Muros de contención"
M. Burón Maestro. Grupo PACADAR
- Coordinador Grupo 07 "Elementos para edificios con paneles"
J. Valle Chausson. PRECON
- Coordinador Grupo 08 "Tubos y galerías"
L.A. Agudo Fernández. AFTHAP
- Coordinador Grupo 09 "Pilotes"
M. Arroyo Álvarez de Toledo. IBERINSA
- Coordinador Grupo 10 "Traviesas de ferrocarril"
Profesor J. Quereda Laviña. IECA Centro

Deben destacarse por la dificultad de su enfoque dos grupos específicos. Uno ha sido el de los tubos prefabricados, industria de máxima importancia, en los que no era posible restringir el tratamiento a lo puramente correspondiente al tubo como estructura de hormigón sino que resultaba necesario contemplar las acciones del terreno sobre el tubo, lo cual obligaba a introducir temas geotécnicos en el correspondiente capítulo.

Análoga situación se ha presentado con el caso de los pilotes prefabricados. Haber tratado el tema puramente desde el punto de vista estructural hubiera sido una solución pobre y sobre todo hubiera conducido a un documento de escaso valor para los Técnicos que lo utilicen en el futuro. Por este motivo también en este caso ha sido necesario, y con gran amplitud, introducir conceptos geotécnicos relacionados con el cálculo y con el procedimiento de hinca de estos elementos.

A pesar de la dificultad y de la extensión de la tarea en este momento el grupo se encuentra en su fase final, dispone ya de un primer borrador y la versión definitiva será presentada en el Congreso Trienal de ACHE en noviembre de 2002.

Resumen de Comisiones y Grupos de Trabajo de ACHE

Comisión	Grupo de Trabajo	Coordinador
C1 Proyecto (12) Presidente: Fernando Rodríguez García Secretario: Juan Carlos Arroyo Portero	GT1/1 Análisis del estado límite en forjados compuestos de hormigón estructural	Juan C. Arroyo Portero
	GT1/2 Bases de proyecto para hormigón de alta resistencia (14)	Antonio Cladera Bohigas
	GT1/3 Bielas y tirantes (12)	José Romo Martín
C2 Materiales (13) Presidente: Antonio Garrido Hernández Vicepresidente: David Fernández-Ordóñez	GT2/1 Armaduras activas (17)	José Quereda Laviña
	GT2/2 Hormigón para cimentaciones especiales	Julio Vaquero García
	GT2/3 Aditivos químicos para el hormigón estructural	Ravindra Gettu
	GT2/4 Control estadístico del hormigón	Juan Carlos López Agüi
C3 Ejecución (12) Presidente: José Emilio Herrero Benéitez Vicepresidente: Javier Gil	GT3/1 Cimbras (6)	Luis Villamonte Varela
	GT3/2 Hormigonado no convencional (5)	Fernando Hue García
	GT3/3 Anclajes al terreno (1)	Javier Ripoll García-Mansilla
	GT3/4 Ejecución de cimentaciones	Francisco Calderón
C4 Uso y mantenimiento (13) Presidente: Luis Ortega Basagoiti Secretario: Gonzalo Arias Hofman	GT4/1 Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos (9)	Dolores Gómez Pulido
	GT4/2 Evaluación de la seguridad residual de estructuras existentes (20)	Juan Antonio Sobrino
	GT4/3 Pruebas de carga (8)	Rafael Astudillo Pastor
	GT4/4 Sistema de auscultación de estructuras existentes (3)	Jorge Ley Urzaiz
	GT4/5 Evaluación de estructuras mediante métodos semiprobabilistas (7)	Jorge Perelli Botello
C5 Estructuras y elementos estructurales (11) Presidente: José María Arrieta Torrealba Secretaria: Concepción Velando Cabañas	GT5/1 Puentes de ferrocarril	Ignacio Granell Vicent
	GT5/2 Proyecto de elementos estructurales de cimentación (4)	José Calavera Ruiz
	GT5/3 Puentes mixtos (4)	Pilar Crespo Rodríguez
	GT5/4 Estudio normativo sobre el proyecto de pilas esbeltas (7)	Juan Luis Bellod Thomas
	GT5/5 Manual de ejemplos de aplicación de la EHE (9)	José María de Villar Luengo
	GT5/6 Forjados mixtos con chapa nervada	Guillermo Corres
GGT prefabricación (11) Coordinador: José Calavera Ruiz Secretario: Antonio Garrido Hernández		
GGT Tirantes (5) Coordinador: Florencio del Pozo Secretario: José E. Herrero Benéitez		

Normas que deben cumplir los artículos que se envían 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 proponga 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 conti-

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 preimpresión. 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.....

desea 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.....

0/0

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.
- COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA, Biblioteca.**—Arcs, 1-3. 08002 Barcelona.
- C.T.T. STRONGHOLD, S.A.**—Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.
- DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).**—Marqués de Murrieta, 71. 26071 Logroño.
- DRACE. Construcciones Especiales y Dragados, S.A.**—Avda. Tenerife, 4-6. Edificio Flores, 2.ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid)
- DYWIDAG - SISTEMAS CONSTRUCTIVOS, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
- EMESA-TREFILERÍA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.**—Arapiles, 14-4º 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, 4º K. 41007 Sevilla.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- JOSÉ A, TORROJA OFICINA TÉCNICA, S.A.**—Príncipe de Vergara 103. 28006 Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- MEKANO-4, S.A.**—Can Pantiquet, 47 - 3.ª-1.ª. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- O.H.L.**—Gobelias, 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.
- 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.**—Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar públicamente 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 encomendados.



**A s o c i a c i ó n
C i e n t í f i c o - t é c n i c a
d e l H o r m i g ó n
E s t r u c t u r a l**

Declarada de utilidad pública con fecha 4-3-77

Secretaría Administrativa: Instituto Eduardo Torroja. c/ Serrano Galvache s/n. 28033 Madrid. Tlf. 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. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02