



MARCANDO LA
DIFERENCIA

ARCER
Armaduras para Hormigón



Compromiso • Innovación • Prestación

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

Partiendo siempre de aceros de Alta Ductilidad, las barras ARCER superan los requisitos exigidos para estos productos tanto por la Reglamentación Oficial, como por las normas UNE de producto, lo que se

traduce en definitiva en un considerable aumento de la resistencia de la estructura frente al colapso.

El diagrama característico tensión-deformación de los aceros ARCER ha sido determinado mediante un riguroso estudio experimental, en el que se han realizado más de 18.000 ensayos, lo que permite garantizar su utilización como dato de proyecto, tal y como se indica en los comentarios al Artículo 38.2 de la vigente Instrucción de Hormigón Estructural EHE.

La identificación de estos aceros de Altas Prestaciones y Calidad va a ser muy sencilla a partir de ahora, puesto que llevarán grabada la palabra ARCER de forma clara en todas sus calidades y diámetros.

La confianza en nuestros productos, así como el convencimiento de que **NO TODOS LOS ACEROS SON IGUALES**, nos permiten garantizar el buen comportamiento de los aceros ARCER mediante un seguro de Responsabilidad Civil por un importe de más de 3 MILLONES de euros por siniestro.



Instituto para la Promoción de
Armaduras Certificadas (IPAC)
Orense, 58 - 10º D; 28020 MADRID
Tel.: 91 556 76 98 ; Fax: 91 556 75 89
E-mail: buzoni@arcer.es
<http://www.arcer.es>



“ La ductilidad es un puente sobre nuestra ignorancia” J. RUI-WAMBA

“ La ductilidad es como la salud: se ignora su existencia...¡hasta que se pierde!”. T. P. TASSIOS



Foto de portada: Puentes arco sobre el río Cieza

HORMIGÓN y Acero

EDITAN:



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:

ORTEGA BASAGOITI, Luis María

Miembros del comité:

AGUADO DE CEA, Antonio
 ARRIETA TORREALBA, José M^a
 ASTIZ SUÁREZ, Miguel Angel
 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
 PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
 RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
 RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
 SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
 VAQUERO GARCÍA, Julio
 VILLAR LUENGO, José M^a 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:

E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
 Avda. profesor Aranguren, s/n
 Ciudad Universitaria
 28040 Madrid

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

Depósito Legal: M-853-1958

ISBN: 0439-5689

Diseño: María del Pozo

Imprime: Invoprint, S.L.

REALIZACIONES

Dos puentes arco de hormigón prefabricado sobre el río Cieza 3-16

Twin precast concrete arch bridges over the Cieza river

J. M. Calvo Rodríguez, M. Müller, G. Klett Lasso de la Vega, L. López de Asiain Zabía, J. Arroyo Márquez y J. Moraleda Palmero

La prefabricación en edificios singulares 17-33

The prefabrication in singular building

E. Xercavins i Valls

Museo del papel en Carballino. Una estructura de edificación singular . . 35-42

Carballino paper museum. An outstanding building structure

J. Estévez Cimadevila y E. Martín Gutiérrez

INVESTIGACIONES

Confinamiento de pilares cuadrados de hormigón armado con encamisado prefabricado de material compuesto 43-52

Confinement of RC square columns using prefabricated composite jacketing

R. Perera Velamazán, A. Recuero Forniés, A. de Diego Villalón y C. López Hombrados

Un disipador Shear Link (SL) generalizado para diseño sismorresistente 53-68

A general shear link (SL) dissipator for seismic design

F. Hurtado Soto y L. Bozzo Rotondo

Influencia de las tensiones residuales en la relajación de los aceros de pretensado 69-77

Influence of residual stresses in the stress relaxation of prestressed concrete wires

J. M. Atienza y M. Elices

Influencia de las tensiones residuales en el ensayo de tracción de los aceros de pretensado 79-89

Influence of residual stresses on the tensile test of prestressed concrete wires

J. M. Atienza y M. Elices

Influencia de las tensiones residuales en la corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado 91-99

Influence of residual stresses on the stress corrosion of prestressed concrete wires

J. M. Atienza, M. Elices y J. Ruiz

RINCÓN DE ACHE

El Documento 0 de la futura Instrucción EAE de Acero Estructural . . . 100-104

Renovación en la secretaría de ACHE 105

Monografía 7 106-107

Monografía 8 108-109



estructuras
y montaje de prefabricados, s.a.



Viaducto de Cieza. Autovía Cantabria - Meseta. Subtramo: Corrales de Buelna (sur) - Mollado

Ideamos y Construimos Soluciones

estructuras
y montaje de prefabricados, s.a.

Ctra. de la Estación, s/n
15888 Sigüeiro (A Coruña)
Teléfono 981 66 69 01 Fax 981 69 16 01



Dos puentes arco de hormigón prefabricado sobre el río Cieza

Twin precast concrete arch bridges over the Cieza river

♦
Juan M. Calvo Rodríguez

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. PONDIO Ingenieros

♦
Michael Müller

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. PONDIO Ingenieros

♦
Gilda Klett Lasso de la Vega

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. PONDIO Ingenieros

♦
Lucía López de Asiaín Zabía

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. PONDIO Ingenieros

♦
Joaquín Arroyo Márquez

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. PONDIO Ingenieros

♦
Joaquín Moraleda Palmero

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. PONDIO Ingenieros

RESUMEN

En este artículo se describe el viaducto sobre el río Cieza, situado en la "Autovía del Cantábrico – Meseta. Tramo: Torrelavega – Aguilar de Campoo. Subtramo: Corrales de Buelna (Sur) – Molledo".

Este viaducto está situado en el tronco de la autovía y su tipología es la de arco de hormigón con tablero superior.

El número de puentes arco construidos en España en los últimos años se ha incrementado notablemente, pues aún cuando los elementos auxiliares para su construcción los convierten en estructuras caras y lentas de construir, bien es cierto que su belleza y adecuación al paisaje los convierten en una tipología de gran interés.

El interés de este puente sobre otros de similares características es lo innovador de su procedimiento constructivo, ya que para la construcción tanto del

arco como del tablero se han empleado elementos prefabricados.

1. ANTECEDENTES

El proyecto constructivo contemplaba en este punto la ejecución de dos puen-

SUMMARY

This article describes the Viaduct over the Cieza river, situated on the "Cantábrico – Meseta" dual carriageway. Section: "Torrelavega – Aguilar de Campoo. Subsection: Corrales de Buelna (South) - Molledo.



Figura 1. Vista de un semiarco durante la construcción.
Figure 1. A semiarch during construction.

The viaduct is part of the main carriageway and is of the concrete arch bridge with upper deck type.

In the last few years the amount of arch bridges built in Spain has increased considerably. Even though these type of bridges are expensive structures and their construction is very time consuming, due to the ancillary equipment needed, it is obvious that their beauty and adaptation into the landscape makes them a very interesting type of structure.

Compared to other bridges with similar characteristics, this bridge shows a more innovative construction process by using precast elements for both arch and deck.

1. BACKGROUND

At this stage the idea was to build two twin precast concrete arch bridges with a 141m span and a 32m-height arch.

The deck would be made out of prestressed concrete slab. The construction process would involve building the arch with provisional tie rods first, and then the deck.

From our point of view this system has three main disadvantages:

- When building the arch, a provisional upright must be put on the pier placed on the roots of the arch;*
- When building the deck two falseworks must be used simultaneously to concrete even a span as small as 22 m;*
- Since the deck and slab have to be built separately, the building process for the structure gets delayed.*

Eventually UTE Corrales (Sacyr-Cavosa) was awarded the project. The subcontractors for both viaducts on this section of the dual carriageway (Estructuras y Montaje de Prefabricados) suggested that we should find a construction process that allowed us to minimise the typical problems associated with building arch bridges.

During several meetings between Estructuras and Pondio Ingenieros the possibility of using a precast arch with a 141m span was discussed.

Trying to use all of the advantages of the precast elements and adapting them to a concrete arch was a very interesting challenge.

Obviously, the traditional way of constructing an arch requires a gantry with cantilever to concrete the arch and, later, a falsework to concrete the deck.

As these two elements don't interact easily, sometimes the arch has to be built first and the deck afterwards.

The proposed system for this bridge allows the building of both parts using only one auxiliary piece of equipment: a launching gantry of precast elements.

The advantages of this system are quite obvious:

Only one launching gantry is needed, instead of both a gantry with cantilevers and a complete falsework;

The use of precast elements gives the usual advantages of this process: a homogeneous finished product; comprehensive quality control; and quick erection time.

Estructuras and Pondio Ingenieros had already worked on a similar type of project: the Sagar Viaduct, on the Eibar-Vitoria motorway. This is a 100m arch bridge with a precast deck and hollow section beams. In this case the arch was built using a conventional falsework, but the result was so satisfactory that it allowed us to take the process one step further.

2. SURROUNDING FACTORS

As the structure is set in a valley with very steep slopes the chosen type of bridge is ideal.

On the left riverbank (Abutment 1) only 200m from the abutment is the opening of the Gedo tunnel.

The horizontal alignment of the roadway is curved and is defined by a 450 clothoid and a circumference of 1200m

tes arco gemelos de 141 metros de luz de hormigón armado, con una flecha de 32 metros.

El tablero era de hormigón pretensado con una sección transversal de losa aligerada y el procedimiento constructivo previsto incluía la ejecución del arco con un atirantamiento provisional y, posteriormente, la construcción del tablero.

Este sistema presenta, desde nuestro punto de vista, tres inconvenientes importantes:

- la construcción del arco obliga a disponer un mástil provisional sobre la pila situada en los arranques del arco,*
- la construcción del tablero obliga a utilizar dos autocimbras simultáneamente para hormigonar vanos de tan solo 22 metros de luz,*
- la construcción separada de arco y tablero dilata los plazos de ejecución de la estructura.*

La obra fue finalmente adjudicada a la UTE Corrales (Sacyr-Cavosa). La empresa subcontratista de los dos viaductos de este tramo (Estructuras y Montaje de Prefabricados) nos planteó la posibilidad de buscar un procedimiento constructivo que permitiera mejorar gran parte de los inconvenientes que lleva asociados la construcción de un puente arco.

Varias reuniones mantenidas entre Estructuras y Pondio Ingenieros nos permitió estudiar la posibilidad de plantear un puente arco de 141 metros de luz como un arco prefabricado.

Tratar de utilizar todas las ventajas que ofrecen los elementos prefabricados y adaptarlas a un arco de hormigón nos pareció un reto muy interesante.

Resulta obvio que en los sistemas tradicionales de construcción de arcos es necesario un carro de avance en voladizos para el hormigonado del arco y, posteriormente, una autocimbra para el hormigonado del tablero.

La difícil interacción entre los dos elementos obliga a plantear, en ocasiones, primeramente la ejecución del arco y posteriormente la ejecución del tablero.

El sistema planteado en este puente permite construir simultáneamente ambas cosas con un único elemento auxiliar: un carro lanzador de elementos prefabricados.

Resultan evidentes entonces las ventajas de este sistema:

- un único carro lanzador sustituye a un carro de avance en voladizos y a una autocimbra completa, actuando simultáneamente,
- el empleo de elementos prefabricados tiene las ventajas asociadas a este proceso de: homogeneidad del producto acabado, exhaustivo control de calidad, rapidez de montaje, ...

Existía un antecedente anterior en el que tanto Estructuras como Pondio Ingenieros habían participado, un puente arco de 100 metros con un tablero prefabricado de vigas sección cajón. En aquel caso, el arco se construyó sobre cimbra convencional. Sin embargo, el resultado final de la obra fue muy satisfactorio y nos permitió plantear un paso más en esta línea. Este puente es el viaducto del Sagar, en la autopista Eibar – Vitoria.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS CONDICIONANTES EXTERIORES

El valle en el que se ubica la estructura presenta unas pendientes muy

pronunciadas que, efectivamente, hacen que la tipología adoptada resulte muy conveniente.

En la margen izquierda del río (estribo 1) se encuentra la boquilla de salida del túnel de Gedo a tan sólo 200 metros del estribo.

La calzada tiene una planta curva formada por una clotoide de parámetro 450 y una curva circular de radio 1200 metros. En alzado la calzada tiene una pendiente longitudinal constante del 2,45 %.

La altura máxima desde la calzada al lecho del río es de 90 metros.

La presencia del túnel de Gedo hace que las dos calzadas estén separadas entre sí 20,70 metros.

La sección transversal de la autovía es de 11,70 metros, por sentido de circulación, descompuesta en: dos carriles de 3,50 metros, arcén izquierdo de 1,20 metros y arcén derecho de 2,70 metros. Los espacios para las barreras son de 0,40 metros.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ARCO

El arco tiene una longitud entre arranques de 141 metros y una flecha de 32 metros. Su directriz es una parábola de 2º grado y el canto es linealmente varia-

radius. The roadway has a constant 2.45% elevation.

The maximum height from riverbank to the roadway is 90m.

The Gedo tunnel causes both roadways to be 20.70m apart.

The cross-section of the highway is 11.70m, in each direction, comprising two lanes each of 3.5m, a left hand shoulder of 1.20m and a right hand shoulder of 2.70m. The gaps for the barriers are 0.40m.

3. ARCH DESCRIPTION

The arch has a 141m span between both roots and is 32m in height. It follows a 2º parabola and the edge varies between 2.60m at the root and 1.80 at the crown section.

Since the deck is curved, the piers are supported with certain eccentricity on the line of the arch. This eccentricity has been optimised in order to minimise the torsional moment of the arch.

Due to this eccentricity the arch must be at least 5.50m wide.

The arch has a hollow rectangular cross-section, being the flange and web of the walls 0.25m wide.

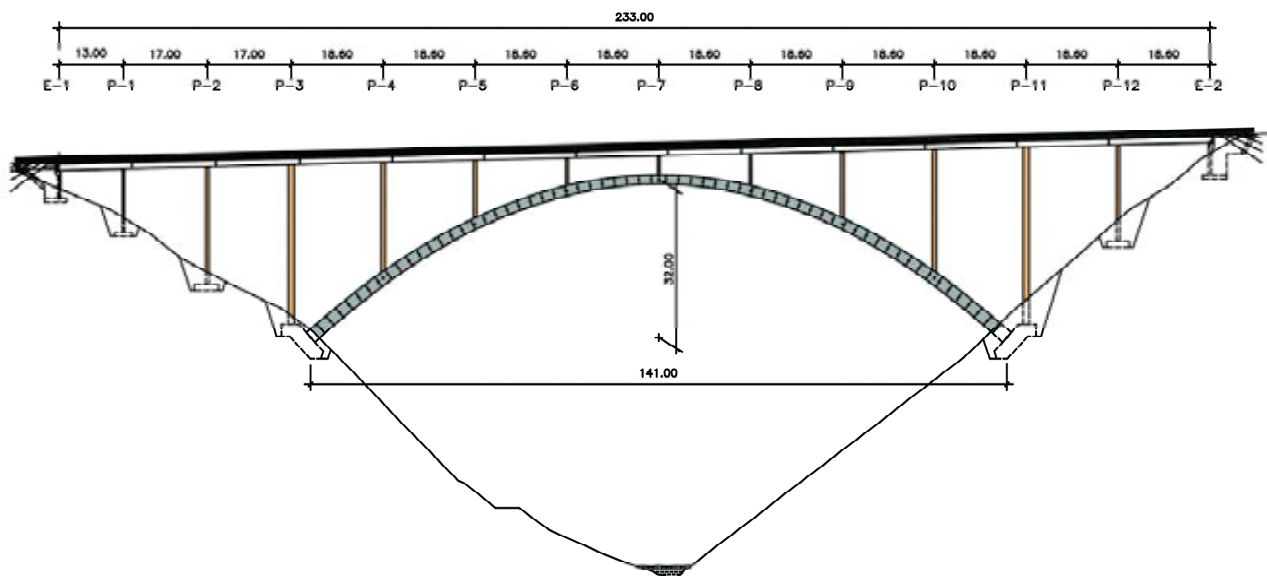


Figura 2. Alzado general del puente por la calzada izquierda.
Figure 2. General elevation of the bridge from the left carriageway.

The deck comprises 13 spans for the left carriageway and 14 spans for the right carriageway.

The spans are set as follows:

Left carriageway
 13-17-17-10x18.6

Right carriageway
 13-17-17-8x18.6-17-17-10

Over the arch there are 8 spans of 18.6m on both carriageways. The 7th pier is placed at the crown.

In the original project the spans were 22m wide. This was altered to reduce the weight of the heaviest beam to be launched.

4. DECK DESCRIPTION

The deck is formed by a precast box girder with a 1.20m height. The lower face of the beam is less than 3.96m wide.

On top of the beam goes a concrete slab. This is 0.20m thick at the ends of the cantilever and 0.35m thick on the beam.

The beams are installed with 9/10 of their length on one span and 1/10 at the following span. The joint will be made using a mortar joint 10cm thick, overlapping the lower prestressing (at the joint) and the continuous slab.

The total height of the deck is 1.55 m., which means a ratio height/span 1/12. This is very high; however, by keeping low concrete use (0.45 m³/m²), we can solve the bending requirements of the deck with a central prestressing. Furthermore, this ratio of stiffness helps to alleviate the bending moment of the arch.

Central prestressing has been chosen to make the stress processes easier and reduce the number of deviation blocks in the deck and the slab, therefore simplifying the construction process.

The prestressing can be divided into three categories:

– Prestressing with precast beams. This has been calculated with the minimum required to cope with the weight forces for the deck and the slab together.

– Lower prestressing of beam. This is a horizontal exterior prestressing on the lower deck of the beam. The bottom joint of the beams is done by overlapping the lower cables on the phase front.

– Upper prestressing of deck. This prestressing is also straight and it takes place on the compression slab, in the area between the webs of the beams. In this case, the cables are joined with couplers slightly away from the joints of the beams.

The number of cables for each span varies slightly depending on their

ble, de 2,60 metros en arranques a 1,80 metros en clave.

Dado que el tablero es de planta curva, las pilas apoyan con una cierta excentricidad sobre la directriz del arco (recta en planta). Esta excentricidad se ha optimizado con objeto de minimizar los momentos torsores en el arco. La excentricidad máxima es de 0,50 metros en la pila más próxima al arranque del arco y de -0,46 metros en la pila de clave.

Estas excentricidades obligan a considerar un ancho mínimo del arco de 5,50 metros.

La sección transversal del arco es rectangular, hueca, con espesores de paredes, tanto de alma como de alas, de 0,25 metros. Se han dispuesto cartelas en las uniones alas-alma.

El tablero está formado por 13 vanos en la calzada izquierda y 14 vanos en la calzada derecha.

La distribución de luces es:

Calzada izquierda
 13-17-17-10x18,6

Calzada derecha
 13-17-17-8x18,6-17-17-10

Sobre el arco se disponen 8 vanos de 18,6 metros en las dos calzadas, estando situada la pila 7 sobre la clave.

Los vanos del proyecto original eran de 22 metros. Se han modificado las luces de estos vanos para limitar el peso de la viga más pesada a lanzar.



Figura 3. Vista frontal por las dovelas del arco.
 Figure 3. Front view of segments of the arch.

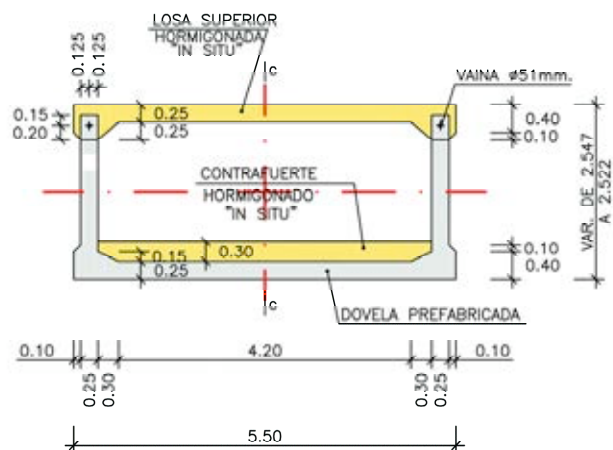


Figura 4. Sección transversal de dovela 2.
 Figure 4. Cross-section of segment 2.

4. DESCRIPCIÓN DEL TABLERO

El tablero está formado por una viga sección cajón prefabricada de 1,20 metros de canto. Las vigas tienen un ancho inferior de 3,96 metros.

Sobre la viga se ha previsto una losa de hormigón de 0,20 metros de espesor en los extremos de los voladizos y 0,35 metros de espesor sobre la viga.

Las vigas se montan con longitudes de 9/10 del vano y 1/10 del vano siguiente. La conexión se realiza con una junta de mortero de 10 centímetros de espesor, con el solape del pretensado inferior (en la unión) y con la losa de continuidad.

El canto total del tablero es de 1,55 metros, lo que supone una relación canto/luz de 1/12. Este valor es muy alto pero, manteniendo unos consumos de hormigón notablemente bajos (de 0,45 m³/m²), permite resolver las sollicitaciones de flexión del tablero con un pretensado centrado. Por otra parte, esta relación de rigideces contribuye muy eficazmente a descargar de momentos flectores al arco.

El pretensado se ha previsto centrado para no complicar las tareas de tesado y reducir el número de desviadores en tablero y losa, lo que simplifica la construcción.

El pretensado se distribuye en tres familias diferentes:

position within the deck. The variation of this amount is determined by the axial supported during construction or by the variation of the bending moments on the line of the arch.

The prestressing with precast beams has sixteen 0.6" cables per beam.

The lower prestressing is formed by two 7φ0.6" cables (constant throughout the bridge).

The upper prestressing is formed by eight 15φ0.6" cables on most of the spans and an additional reinforcement with two 12φ0.6" cables on the spans next to the column that goes at the root of the arch.

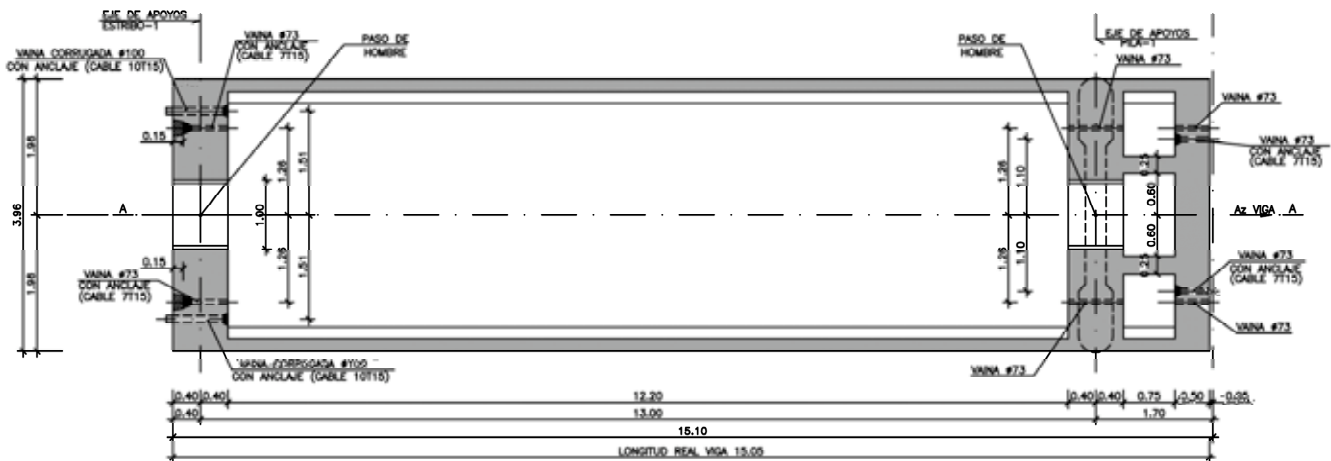


Figura 5. Planta de la viga prefabricada del vano 1 (de 13 metros de luz).
 Figure 5. Ground view of precast beam for segment 1 (13 m span).

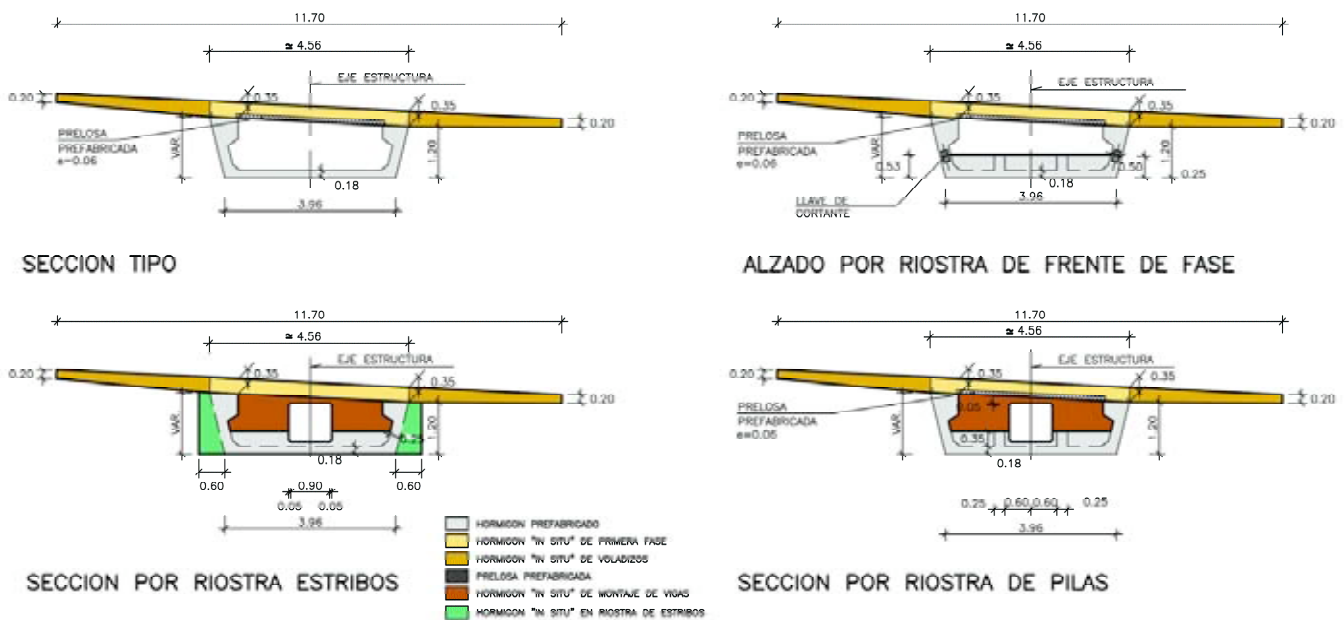


Figura 6. Secciones transversales del tablero.
 Figure 6. Cross-sections of the deck.

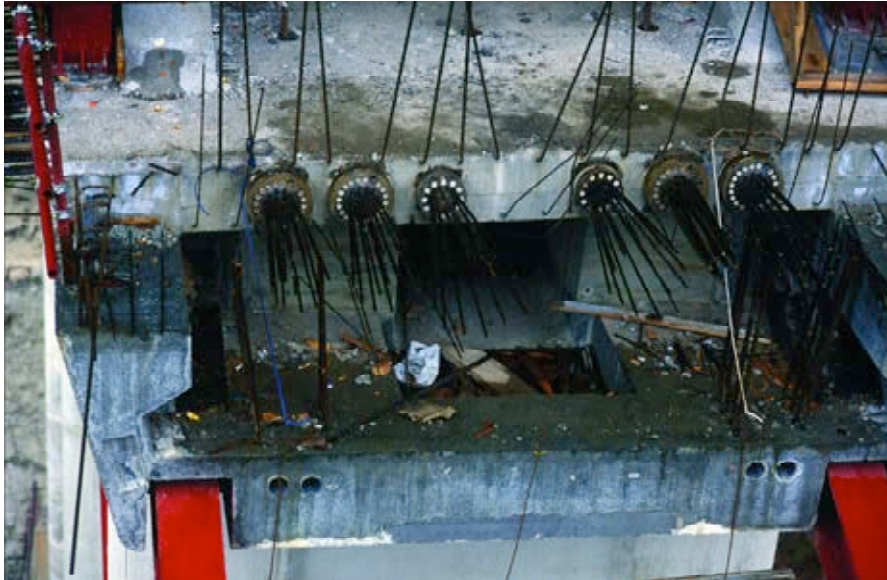


Figura 7. Vista frontal de viga. Se aprecian el pretensado superior y los taladros del pretensado inferior.

Figure 7. Front view of a beam. Please note the upper prestressing and the holes of the lower prestressing.

– Pretensado en banco de vigas. Se ha previsto el mínimo imprescindible para resistir los esfuerzos de peso propio del conjunto viga y losa.

– Pretensado inferior de la viga. Constituido por un pretensado exterior horizontal que se dispone sobre la tabla inferior de la viga. La unión inferior de las vigas se realiza con el solape de los cables inferiores en el frente de fase.

– Pretensado superior del tablero. Este pretensado es también de trazado recto y está situado en la losa de compresión del tablero, en la zona situada entre las almas de las vigas. En éste, el empalme de cables se realiza con acopladores ligeramente desfasados de la unión entre vigas.

El número de cables de cada vano es ligeramente variable en función de su

5. GENERAL DESCRIPTION OF COLUMNS AND MEANS OF SUPPORT

All piers are sheet walls made out of reinforced concrete, with sides between 0.55 – 0.70 – 0.85 and 1.20 metres. In all cases the width is 4m.

The columns have a semicircular ledge with a diameter equal to the edge of the pier and a central chamfered recess 0.10m deep and 2m wide.

All of the piers are solid, with the exception of the 1.20m piers that have a hollow area 0.40m wide.

The supports for the deck on columns and abutments are made out of neoprene bearings, with the exception of the supports for the columns that go at the root of the arch (the highest). In this case the columns have been fixed to the deck.

6. ABUTMENT DESCRIPTION

The abutments are “U-type” with backwalls and made out of reinforced concrete. They have been designed to house the ground anchorages, that are required to stabilise the structure during construction.

The axial required for the anchorage during construction is 13000 KN on the horizontal line of the deck.



Figura 8. Colocación de la ferralla de la última prepa. Pilar 4.

Figure 8. Reinforcement placement for the ultimate position of the climbing formwork. Pile 4.

posición en el tablero. La variación de la cuantía está inducida por el axil soportado durante la construcción o por la variación de los momentos flectores sobre la directriz del arco.

El pretensado en banco es de 16 cables de 0.6" por viga.

El pretensado inferior está formado por dos cables de 7φ0.6" (constante en todo el puente).

El pretensado superior está formado por 8 cables 15φ0.6" en casi todos los vanos y un refuerzo adicional de dos cables de 12φ0.6" en los vanos adyacentes a la pila situada sobre el arranque del arco.

5. DESCRIPCIÓN GENERAL DE PILAS Y APARATOS DE APOYO

Todas las pilas son tabiques de hormigón armado con cantos de valores 0,55 – 0,70 – 0,85 y 1,20 metros. El ancho es, en todos los casos, de 4 metros.

Las pilas tienen un remate semicircular de diámetro el canto de la pila y un rehundido central achaflanado de 0,10 metros de profundidad y 2 metros de ancho.

Todas las pilas son macizas, excepto las de canto 1,20 metros que tienen un aligeramiento interior de 0,40 metros de espesor.

Los apoyos del tablero en pilas y estribos son de neopreno zunchado, excepto los apoyos de las pilas situadas sobre el arranque del arco (las más altas). En éstos, las pilas se han empujado al tablero.

6. DESCRIPCIÓN GENERAL DE ESTRIBOS

Los estribos son cerrados, de hormigón armado y se han proyectado para alojar los anclajes al terreno necesarios para estabilizar la estructura durante la construcción.

El axil que es necesario anclar durante la construcción es de 13000 KN en la horizontal del tablero.

Este axil se ha anclado al terreno con 16 anclajes provisionales formando grupos de 4.

Cada grupo se ha colocado en los dos muros en vuelta exteriores y en dos

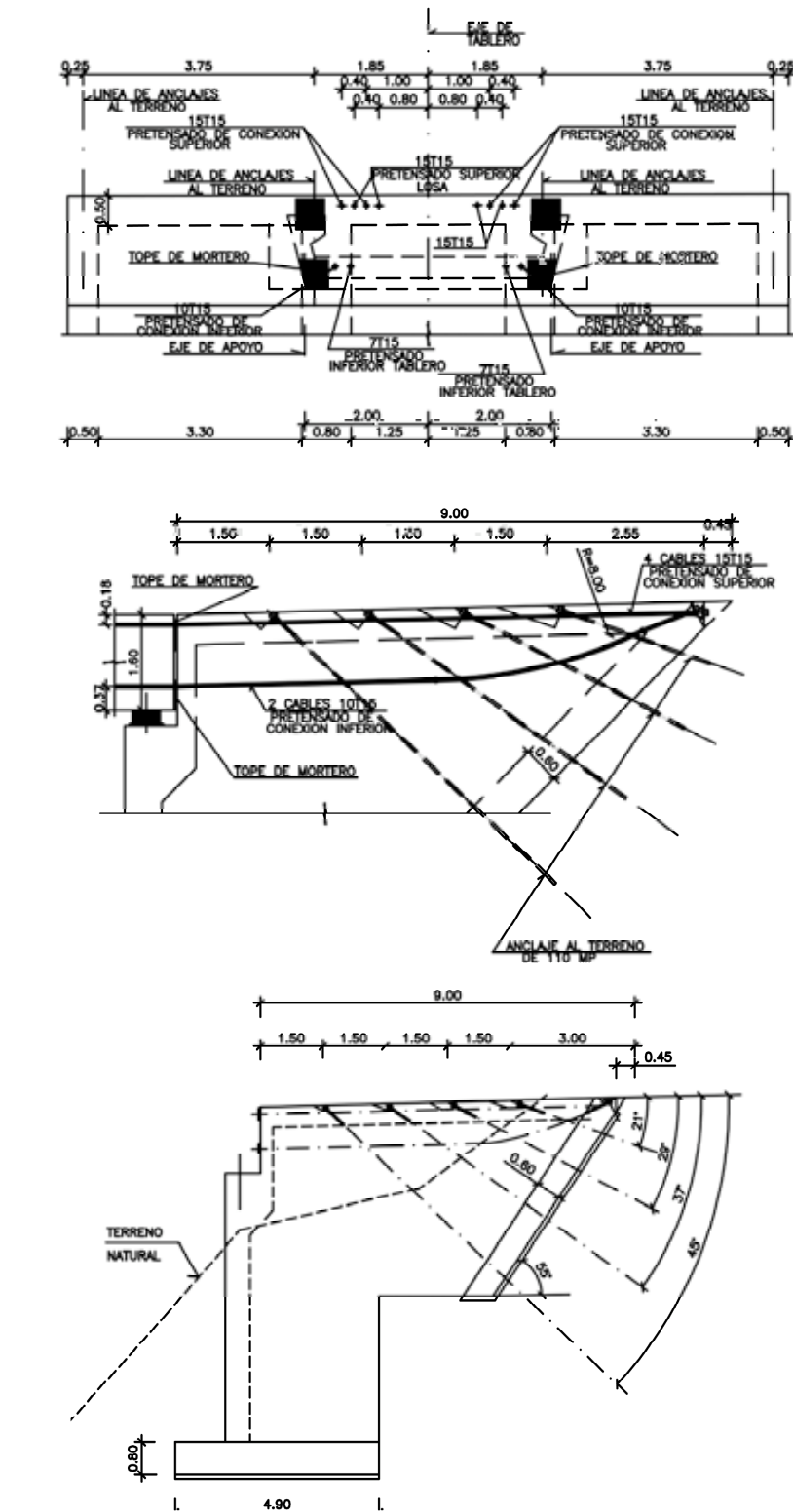


Figura 9. Alzado de estribo y detalles de disposición de anclajes al terreno y conexión temporal del tablero al estribo.
 Figure 9. Elevation of abutment, and details of layout of the anchorages to the ground and provisional connection between deck and abutment.

contrafuertes interiores coincidentes con las aristas de las vigas.

En cada contrafuerte se han colocado 4 anclajes abanicados 8 grados entre sí. El primer anclaje forma 21° con la horizontal.

This axial has been anchored to the ground with 16 provisional anchorages, in groups of 4.

Each group has been placed on the two outer side walls and on the two inner walls that coincide with the edges of the beams.

Each buttress has 4 fan-shaped anchorages placed 8 degrees apart from each other. The first anchorage is placed at 21° from the horizontal line.

The nominal capacity of each anchorage was 1100 KN, and each and every one was tested at 180% of their service load.

7. GENERAL CONSTRUCTION PROCESS FOR THE STRUCTURE

The general construction process for the bridge consists of a cantilever system for both the deck and the arch, and for the piers, consisting of the deck, arch and the piers with provisional triangulation.

The truss is formed by a compressed chord (the arch), a chord of traction (the deck) and diagonals that are the provisional tie rods.

With this construction system there are only two additional elements to the structure: the provisional tie rods and the anchorages fixed to the ground.

The general construction process can be divided into several recurrent phases within the 4 spans for each semiarch of the bridge.

These phases are:

1. Installation of a group of 3 precast segments for the arch and positioning of a couple of provisional bracing bars.

2. Concreting of lower ribs between segments and upper slab.

3. Installation of another group of 3 precast segments and positioning of another couple of provisional bracing bars.

4. Concreting of lower ribs between segments and upper slab.

5. Installation of another group of 3 precast segments. Concreting of lower ribs and upper slab.

6. Concreting on site of the diaphragm of piers and positioning of

the provisional tie rod formed by two HEB-360.

7. Concreting of pier with climbing formwork.

8. Quality control to check the geometry of the arch and the stress of the tie rods.

9. Installation of precast beam and concreting of wet joint.

10. Tensioning firstly the lower cables for the deck of the previous span, and secondly the upper cables.

11. Concreting the slab between the webs of the beam and removal of provisional bars.

12. Move forward the launching gantry.

This process is exactly the same for the four spans of each semiarch and, in spite of having a strict order, is very simple.

All the concreting works on site are done on the inside of the section of the arch or beam, and therefore they are not dangerous.

As the dowels are tongue and groove elements, the only point when the construction process stops to check the geometry is the one previous to the levelling of the bearings, before the beam is placed.

8. SPECIFIC CONSTRUCTION PROCESS FOR THE ARCH SEGMENTS

The precast arch segments have been made in Prethor, a precasting factory.

Each semiarch has been divided into 30 segments each 2.50m long. As well as these, there is the initial segment, which is partly precast (to give the initial direction to the line of the arch) and partly built on site; and the end segment, which is 3m long and the keystone of the arch.

The precast part of the arch is only formed by the lower deck and the two

La capacidad nominal de cada anclaje era de 1100 KN, y todos fueron probados a un 180% de su capacidad.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO GENERAL DE LA ESTRUCTURA

El procedimiento constructivo general del puente consiste en el avance en voladizo del conjunto formado por arco-tablero y pilas, con una triangulación provisional.

La celosía está entonces formada por un cordón comprimido (el arco), un cordón traccionado (el tablero) y unas diagonales traccionadas que son los tirantes provisionales.

En este esquema constructivo sólo hay dos elementos adicionales a la propia estructura, los tirantes provisionales y los anclajes al terreno.

El procedimiento constructivo general se desglosa en una serie de etapas comunes a los 4 vanos que tiene cada semiarco del puente.

Estas etapas son:

1. Montaje de un grupo de 3 dovelas prefabricadas del arco y colocación de una pareja de barras provisionales de arriostramiento.

2. Hormigonado de contrafuertes inferiores entre dovelas y losa superior de dovelas.

3. Montaje de otro grupo de 3 dovelas prefabricadas y colocación de otra pareja de barras provisionales de arriostramiento.

4. Hormigonado de contrafuertes inferiores entre dovelas y losa superior de dovelas.

5. Montaje de otro grupo de 3 dovelas prefabricadas. Hormigonado de contrafuertes inferiores y losa superior.

6. Hormigonado "in situ" del diafragma de pilas y colocación del tirante provisional formado por dos HEB-360.

7. Hormigonado de pila con un encofrado trepante.

8. Parada de control para efectuar un control geométrico del arco y un retestado de los tirantes.

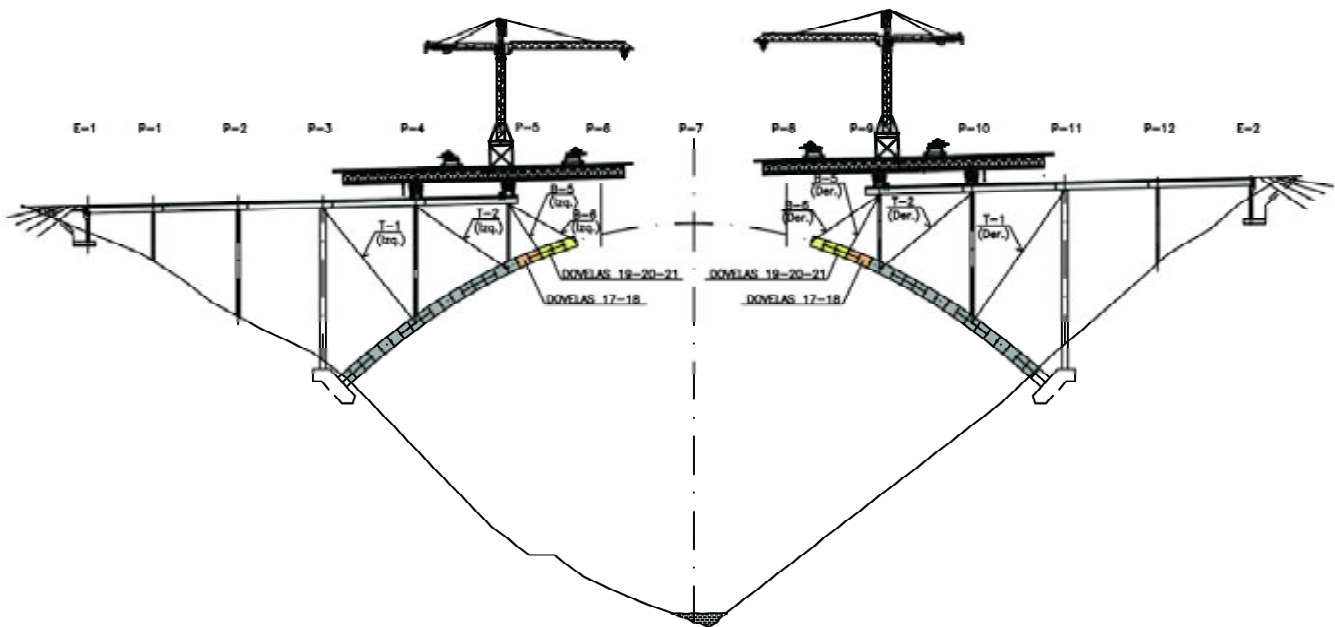


Figura 10. Esquema de una fase del proceso constructivo.
Figure 10. Diagram for a stage of the construction process.

9. Montaje de viga prefabricada y hormigonado de junta húmeda.

10. Tesado de los cables inferiores del tablero del vano anterior y posteriormente de los cables superiores.

11. Hormigonado de la losa situada entre las almas de la viga, y retirada de las barras provisionales.

12. Avance del carro de lanzamiento.

Este proceso es exactamente el mismo para los cuatro vanos de cada semiarco y aún cuando es muy rígido en el orden, también es muy sencillo.

Todas las tareas de hormigonado “in situ” se realizan en el interior de la sección del arco o de la viga, por lo que, en sí mismas, no resultan peligrosas.

Al tratarse de dovelas conjugadas, el único punto de parada para controlar la geometría es el anterior a la nivelación de los aparatos de apoyo, previo a la colocación de la viga.

8. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ESPECÍFICO DE LAS DOVELAS DEL ARCO

La prefabricación de las dovelas del arco se ha efectuado en un parque de prefabricados de Prethor.

Cada semiarco se ha discretizado en 30 dovelas de 2,50 metros de longitud. Además de estas, existe la dovela cero que tiene una parte “in situ” y una parte prefabricada (para efectuar la orientación inicial de la directriz del arco), y una dovela de cierre de 3 metros de longitud para efectuar la apertura en clave del arco.

La parte prefabricada la forma únicamente la tabla inferior y las dos almas laterales hasta la parte inferior de la tabla superior.

Para su prefabricación, cada semiarco se dividió en tres segmentos. Cada uno de ellos se prefabricó en un banco de prefabricados con un encofrado específico. Para su ejecución se efectuó un control topográfico específico del molde por una empresa independiente.

Cada dovela se prefabricó conjugada con la anterior y antes de proceder al despegue del encofrado se situaron cuatro clavos topográficos a distancias específicas en cada dovela.

Con estos clavos se efectuaba un levantamiento topográfico de cada segmento.

La última dovela de cada segmento se posicionaba en el origen del nuevo segmento, para poder continuar con la conjugación de las dovelas. Este punto era un punto de parada obligatorio ya

side webs up to the lower part of the upper deck.

To precast the semiarches, each of them was divided into three parts that were built in a precast concrete plant with a specific falsework. An independent company did a specific topographic control of the cast.

Each segment was precast so that it fitted with the previous one and, before removing them from the falsework; four topographic nails were inserted in each segment at specific distances from each other.

With these nails a topographic survey was carried out for each segment.

The last segment of each section was placed at the beginning of the new section, so that the segments could continue to fit together. At this point it was compulsory to stop the work, since the positioning had to be done within a range of $\pm 1\text{mm}$, with an angular tolerance of 0.10 sexagesimal degrees.

This was the really important phase of the precast process since it would determine the final line of the arch.

The initial segment is formed by a precast frontal 1.00m long, and some splice bars towards the base of the arch. It was essential to position this



Figura 13. Montaje de una viga. Obsérvense los dos mecanismos de elevación.
Figure 13. Installation of a beam. Please note the two lifting mechanisms.

Para el montaje de las sucesivas dovelas no era necesario tomar ninguna precaución especial debido a su conjunción.

El montaje estaba previsto en grupos de tres dovelas. Cada dovela se unía a la anterior con dos barras pretensadas en la cabeza superior de las almas y dos dispositivos provisionales en la mitad de las almas. Las dovelas se pegaban entre sí con una resina epoxi.

Cada grupo de 3 dovelas se sujetaba con 2 barras provisionales al tablero, de este modo, se minimiza la armadura de refuerzo local de conexión entre dovelas.

Posteriormente se hormigonan los contrafuertes inferiores de unión entre dovelas.

Estos contrafuertes tienen un triple cometido:

- aumentar el grado de monolitismo del arco,
- resistir el empuje al vacío producido en la discontinuidad de la tabla inferior y,
- resistir ocasionales tracciones inducidas por momentos flectores positivos, como veremos más adelante.

La modulación de dovelas fijada en 2,50 metros de longitud hace que los mamparos de pilas no coincidan exactamente en una sola dovela. Por esta razón y para no dificultar el proceso de prefabricación, los mamparos de pilas eran hormigonados “in situ” después de haber colocado las dovelas correspondientes.

9. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ESPECÍFICO DEL TABLERO

Como ya hemos indicado, el tablero se realiza con una viga cajón de hormigón prefabricada.

Sobre la prefabricación de las vigas poco hay que decir, salvo que las rios-tras sobre pilas se hormigonaban en dos fases para no aumentar innecesariamente el peso en el momento de su lanzamiento. La viga más pesada tenía un peso de 850 KN.

Por otra parte, en tres vigas de cada semiarco fue preciso dejar replanteados los taladros para el paso de los tirantes provisionales.

La regulación de la tensión de estos tirantes se efectuaba con dos gatos por tirante, en la parte superior del tablero.

time of launching. The heaviest beam was 850 KN.

On three of the beams of each semi-arch it was necessary to leave the openings ready for the provisional tie rods completed.

These tie rods were adjusted with two hydraulic jacks per tie rod from the upper part of the deck.

The cantilever beams had 1/10 of their length on the next span.

This measurement is determined by the installation of the segments of the arch underneath.

Since the lower prestressing is used as an element of connection between the beams and it has less cables than the upper prestressing, it is only possible to stress all the cables of a span once the next beam has been installed.

Concreting the upper slab in one single stage has the following disadvantages:

- *The weight of the deck increases before the prestressing forces can be introduced.*



Figura 14. Gatos de retesado de los tirantes sobre el tablero.
Figure 14. Hydraulic jacks for the tie rods fixed into the deck.

– *The weight of the whole structure increases during construction what forces us to increase the prestressing of the deck and the dimension of the ground anchorages;*

– *Concreting is difficult because at that point the launching gantry is just above.*

For all these reasons it was decided to concrete the cantilevers at a second stage, after having completed the arch and deck.

The concreting was carried out with a launching gantry that allowed progress of 12m per day.

Since the weight of the cantilevers is not critical, they were not concreted simultaneously from both ends.

10. APPLICATION OF THE AXIAL FORCE IN THE ARCH

Once the 30 segments for each semi-arch had been positioned, four 10000 KN hydraulic jacks were placed at the crown of the arch.

The total axial force to introduce to the arch was about 19600 KN.

This axial force takes into account both the arch axial and those due to loss of horizontal reaction by creeping and shrinkage loss. The use of four

hydraulic jacks allowed us to reproduce the bending moment that would exist at the crown if the bridge had been built with no intermediate stages.

The four jacks were placed on a thrust block at the head of the 30th segment. Once the crown cantilever adjustment was done, the end segment was concreted in two stages.

11. CRITERIA FOR MEASUREMENTS

Some of the construction factors explained above are critical to determine the measurements of the whole structure.

There is no doubt that one of the most relevant factors for the calculations is the fact that this is a precast arch.

One of the criteria was that, for the whole arch, the neutral axis due to bending and the axial force had to fall within the central core of the section. This was the case for the whole line of the arch with the exception of the crown and root.

At the root of the arch the moment is negative; therefore the continuity of the upper deck guarantees a good resistance of the section.

At the crown of the arch the moment is positive. For this reason, the connection

Las vigas se previeron con un voladizo en el vano contiguo de 1/10 de la luz.

Esta medida está condicionada por el montaje de las dovelas del arco situadas debajo.

Dado que el pretensado inferior se utiliza como elemento de unión entre vigas y éste es inferior en número de cables al pretensado superior, sólo es posible tesar todos los cables de un vano cuando se ha montado la viga contigua.

El hormigonar la losa superior en una sola fase tiene los siguientes inconvenientes:

- *Aumenta el peso propio del tablero antes de introducir las fuerzas de pretensado.*
- *Aumenta el peso propio del conjunto durante la construcción, haciendo necesario aumentar el pretensado del tablero y la fuerza de los anclajes al terreno.*
- *Resulta complicado su hormigonado teniendo el carro lanzador justo encima en ese momento.*

Por todas estas razones, se decidió hormigonar los voladizos en una segunda fase después de haber terminado completamente el conjunto arco-tablero.

Para su hormigonado se utilizó un carro que permitía ejecutar una puesta de 12 metros diarios.

Dado que el peso de los voladizos no es muy importante no se hormigonaron simultáneamente desde los dos extremos.

10. APERTURA EN CLAVE

Una vez colocadas las 30 dovelas de cada semiarco, se procedió a situar 4 gatos de 10000 KN en la clave.

La fuerza total de apertura fue de 19600 KN.

Con este axil se ha tenido en cuenta tanto el axil propio del arco como el debido a la pérdida de reacción horizontal y a las pérdidas por fluencia del mismo. Además, al tener 4 gatos fue posible reproducir el momento flector de clave que existiría de haber construido el puente sin etapas intermedias.

Los 4 gatos se situaron en un maci-

zado efectuado en la cabeza de la dovela 30. Una vez abierto en clave, se procedió a hormigonar la dovela de cierre en dos fases.

11. CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO

Algunos de los aspectos constructivos indicados resultan muy importantes a la hora de dimensionar el conjunto de la estructura.

Sin duda, uno de los aspectos más importantes y que ha marcado el proceso de cálculo es el hecho de que el arco sea prefabricado.

Un criterio ha sido que prácticamente la totalidad del arco tenga situada la resultante de su flexocompresión dentro del núcleo central de la sección. Esto se ha conseguido en toda la directriz excepto en arranques y en clave.

En arranques el momento es negativo, por lo que la continuidad de la tabla superior garantiza un buen comportamiento resistente de la sección.

En clave el momento es positivo. Por esta razón, la conexión de las 7 dovelas próximas a la clave se ha suplementado con 4 barras Gewi de diámetro 36 milímetros situadas en la tabla inferior.

En todos los casos el nervio inferior es capaz de resistir además una tracción equivalente a la cuantía mínima de flexión correspondiente a esa sección.

El axil reducido de la sección transversal del arco es inferior a 0,50, con lo que se garantiza una cierta capacidad de redistribución de esfuerzos.

Frente al viento transversal, igualmente, la resultante de su esfuerzo de flexocompresión biaxial está situada dentro del núcleo central.

En cuanto al tablero, ya se ha indicado que se ha elegido una sección muy poco esbelta para que un pretensado centrado resulte suficiente frente a las cargas actuantes, tanto en servicio como durante la construcción.

El modelo de cálculo realizado ha sido muy complicado debido a la gran cantidad de fases del proceso constructivo.

Por eso, a partir de un único modelo de cálculo generado con el programa Sofistik, se han realizado diversos

cálculos para analizar los distintos elementos estructurales:

Un modelo evolutivo para estudiar arco y pilas.

Un modelo evolutivo para estudiar el tablero.

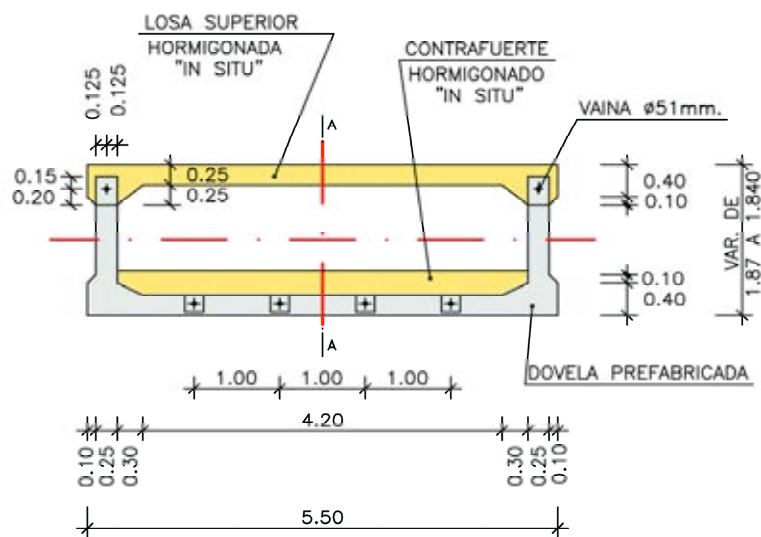
En el primer caso, el efecto del pretensado del tablero no era tan importante y en el segundo se ha considerado con sumo cuidado el efecto de dicho pretensado sobre los diversos estados de la sección transversal del tablero (viga, viga y losa sin voladizos y sección completa).

of the 7 segments closest to the crown was reinforced with 4 36mm wide Gewi bars that are placed in the lower deck.

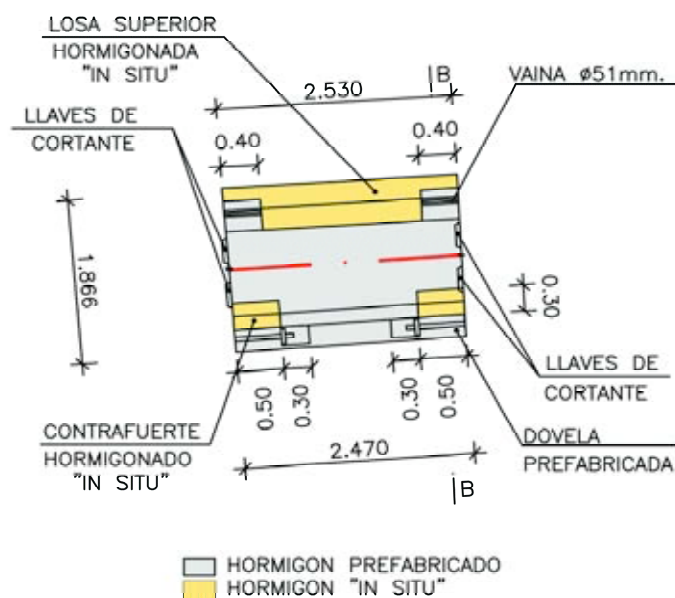
The lower guide rib can resist a traction equivalent to the minimum bending force for that section.

The reduced axial for the cross-section of the arch is less than 0.50, which guarantees a certain redistribution of forces.

The resultant of the biaxial bending compression force is also within the central core when subject to cross wind.



Sección transversal por dovela 29



Alzado longitudinal por dovela 29

Figura 15. Dovela 20. Obsérvense las barras Gewi.
Figure 15. Segment 29. Please note the Gewi bars.



Figura 16. Alzado general del puente durante la construcción.
Figure 16. General elevation of the bridge during construction.

With regard to the deck a non-slender section was chosen, as explained before, so that central prestressing could be sufficient for the acting loads, both during construction and when the bridge is being used.

The calculation model used was very complicated due to the large amount of stages of the construction process.

For this reason, starting from the Sofistik programme, several calculations were carried out to analyse the different structural components.

An evolutionary model to study the arch and the piers.

An evolutionary model to study the deck.

In the first instance, the effect of prestressing on the deck was not so important. In the second, thorough attention was given to the effect of this prestressing on the different stages of the cross section of the deck (beam, beam and slab without cantilevers and whole section).

12. CONSTRUCTION TIMES

Of real important issue to this project was the fact that by proposing a totally rigid construction process where there was no room for changes or improvisation, it allowed us to build the bridge in record time.

The construction process which was sent to the building site consisted of a list made out of some 150 points that had to be followed in strict order. It described, amongst other things, the stress for each of the tie rods and bars, and the concreting for every component.

The final result has been the completion of a whole span per month for each semiarch.

The right carriageway was started in September 2003 and the left carriageway was completed in November 2004.

Finally it is worth noting that the anchorages to the ground and the foundations for piers, deck and abutments were completed within four months.

12. PLAZOS DE EJECUCIÓN

Lo realmente importante de este proyecto es que el planteamiento de un procedimiento constructivo absolutamente rígido, sin posibilidad alguna de cambios e improvisación, ha dado lugar a la construcción de un puente en un tiempo record.

El procedimiento constructivo enviado a la obra era una lista de unos 150 puntos cronológicamente inamovibles en los que se reflejaba, entre otras cosas, la tensión de cada uno de los tirantes y barras y el hormigonado de cada uno de los elementos.

El resultado final ha sido la ejecución de un vano completo por mes de cada semiarco.

La calzada derecha se empezó en septiembre de 2003 y la calzada izquierda se terminó completamente en noviembre de 2004.

Conviene hacer notar que los anclajes al terreno y las cimentaciones de pilas, arco y estribos se realizaron en un plazo de unos 4 meses.

La prefabricación en edificios singulares

The prefabrication in singular building



Enric Xercavins i Valls

Ingeniero Industrial
Consultor de estructuras

PBX, Centre de Càlcul S.L. / ACE, Asociación Consultores Estructuras

RESUMEN

En este artículo se pretende incidir en el eterno debate entre prefabricación total en la edificación (construcción en seco) y la semiprefabricación, en la que conviven elementos prefabricados con el hormigón vertido *in situ*.

Así después de una introducción con antecedentes históricos de la prefabricación en el siglo xx (Louis Khan, Pier Luigi Nervi, Eduardo Torroja y Miguel Fisac), se comparan edificios construidos en seco y edificios construidos mediante semiprefabricación.

Como punto central del artículo se estudian cuatro edificios singulares semiprefabricados:

- Universidad Politécnica de Valencia con placa armada nervada.
- Pasarela en San Adrià del Besós (Barcelona) con prelosa pretensada autoportante.
- Polideportivo soterrado dentro de una escuela en Rubí (Barcelona) con placa alveolar.
- Biblioteca Universitaria de Lleida con jácena mixta pretensada.

Finalmente se concluye pensando en el futuro de la prefabricación con la aplicación de perfiles pultrusionados con fibras de carbono dentro de una matriz epoxídica.

SUMMARY

This paper aspires to influence in the eternal debate between total prefabrication (dry-construction) and semiprefabrication in the building where prefabricated elements and in situ concrete coexists.

After an introduction with historic antecedents of prefabrication in the twentieth century (Louis Khan, Pier Luigi Nervi, Eduardo Torroja and Miguel Fisac), there's a comparison with dry-construction and semi-prefabricated building.

The core/central point of the paper go deeply into four singular semi-prefabricated buildings:

- *Polytechnic University of Valencia with nervous precast plate.*
- *Footbridge of Saint Adrià Besós (Barcelona) with self-resistant prestressed pre-slab.*
- *Underground Sports Pavillon into school of Rubí (Barcelona) with lighted precast plate.*
- *Universitary Library of Lleida with prestressed mixed beam.*

The paper/article concludes thinking about the future of prefabrication with the application of CFRP profile (carbon fiber reinforced polymers).

1. INTRODUCCIÓN

Hace quince años, José Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos), en su libro CÁLCULO, CONSTRUCCIÓN y PATOLOGÍA de FORJADOS de EDIFICACIÓN (edición 1988), razonaba que la evolución histórica de los forjados sigue la relación entre precios de mano de obra y precios de material. Así, a medida que esta relación crece se proyectan soluciones de forjados prefabricados en que disminuyen la mano de obra mediante productos cada vez más industrializados, con procesos de fabricación más sofisticados y maquinaria de construcción más potente.

Ahora, en el año 2003, con la perspectiva que nos da el tiempo, se puede afirmar que se ha ido cumpliendo el razonamiento anterior, porque en el campo de la edificación se van dejando los sistemas prefabricados tradicionales de viguetas y semiviguetas armadas y pretensadas con bovedillas cerámicas, de hormigón o de poliestireno expandido, que implican mucha mano de obra en su colocación, y se van introduciendo, cada vez más, sistemas más industrializados como son las placas nervadas, las placas alveolares, las prelosas y jácnas prefabricadas, que reducen considerablemente los tiempos operativos mediante avanzados sistemas industriales y grúas de carga y descarga de gran potencia.

2. ANTECEDENTES DE LA PREFABRICACIÓN

A principios del siglo xx, empiezan ya a aparecer sistemas de prefabricación de hormigón armado, que van sustituyendo las viguetas metálicas con bovedas cerámicas hechas in situ, surgidas en la revolución industrial. Así, en la revista *Le Beton Armé*, año 1902, encontramos una tabla comparativa de patentes de hormigón armado, en la que aparecen incipientes modelos de placas nervadas, prelosas y placas aligeradas alveolares conjuntamente con diferentes tipos de viguetas y semiviguetas, armadas y pretensadas, que son las que predominarán en la edificación hasta los años 80-90 en los que va cambiando la tendencia a los forjados más industrializados.

Hay que mencionar también una época intermedia (años 40 a 60) en la cual las viguetas convivían con forjados cerámicos contruidos pieza a pieza armando los nervios que se forman entre ellas.

Dentro de la historia de la prefabricación, han tenido un papel muy importante los arquitectos e ingenieros especialistas en hormigón estructural que, para introducir este concepto en la edificación, han proyectado prefabricados que facilitaran la ejecución de la estructura.

Entre estos destacaríamos al americano Louis Khan, que utiliza la prefabricación total en los *Laboratorios Médicos Richards*, Filadelfia 1947 (foto 1) con un despiece detalladísimo que soluciona todas las uniones entre pilares, jácnas principales y secundarias de la estructura. En Europa, el italiano Pier Luigi Nervi, con obras como el *Palacio de Exposiciones de Turín*, 1949 (foto 2), combina los prefabricados de gran luz, en forma de ola, para la sala principal, con moldes prefabricados nervados y hormigón *in situ* en la cúpula singular.

En el ámbito español, Eduardo Torroja, autor del famoso Hipódromo de la Zarzuela, 1935, con su marquesina alabeada, utilizó la prefabricación en el *Acueducto de Alloz* (Navarra, 1940) (foto 3) en el que, con un gran ingenio técnico, diseñó una pieza en la cual los voladizos compensaban la flexión del tramo interior entre pilares, para evitar las tracciones y la fisuración en las fibras inferiores, anulando así las filtraciones de agua.

Mención especial, dentro del campo de la prefabricación, merece Miguel Fisac, que con el principio de las *estructuras óseas* de los animales vertebrados, calculó los prefabricados con piezas aligeradas vacías, pretensadas y postensadas, con las cuales construyó sus famosas cubiertas de grandes luces, entre las cuales destacan el *Centro de Estudios Hidrográficos* de Madrid 1962 (foto 4) (prefabricados triangulares alabeados), las Bodegas Garvey en Jerez de la Frontera, 1965, (prefabricados nervados rectilíneos) y la Iglesia de Santa Ana en Moratalaz-Madrid, 1967 (prefabricados nervados redondeados).

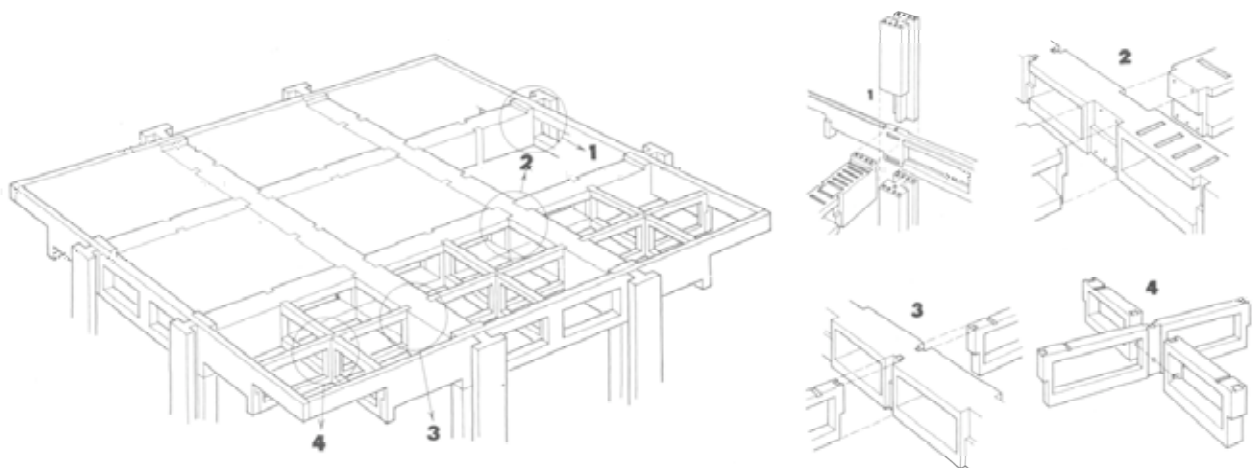


Foto 1. Laboratorios Médicos Richards. Filadelfia 1947. Louis Khan, arquitecto.

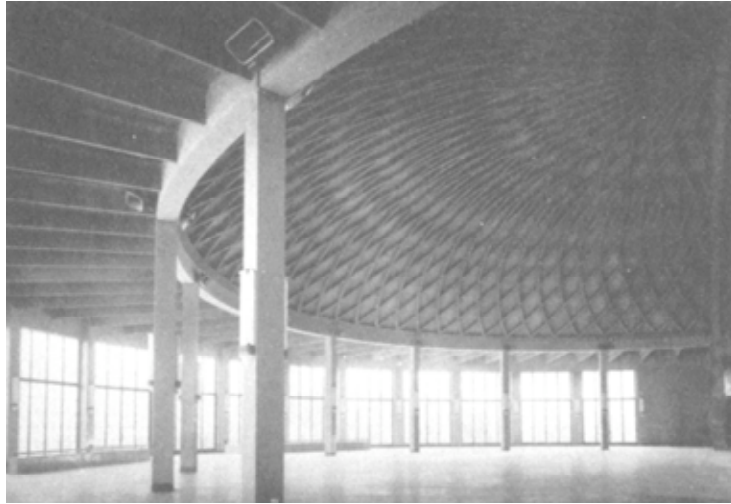


Foto 2. Palacio de Exposiciones de Turín. 1949.
Pier Luigi Nervi, arquitecto.

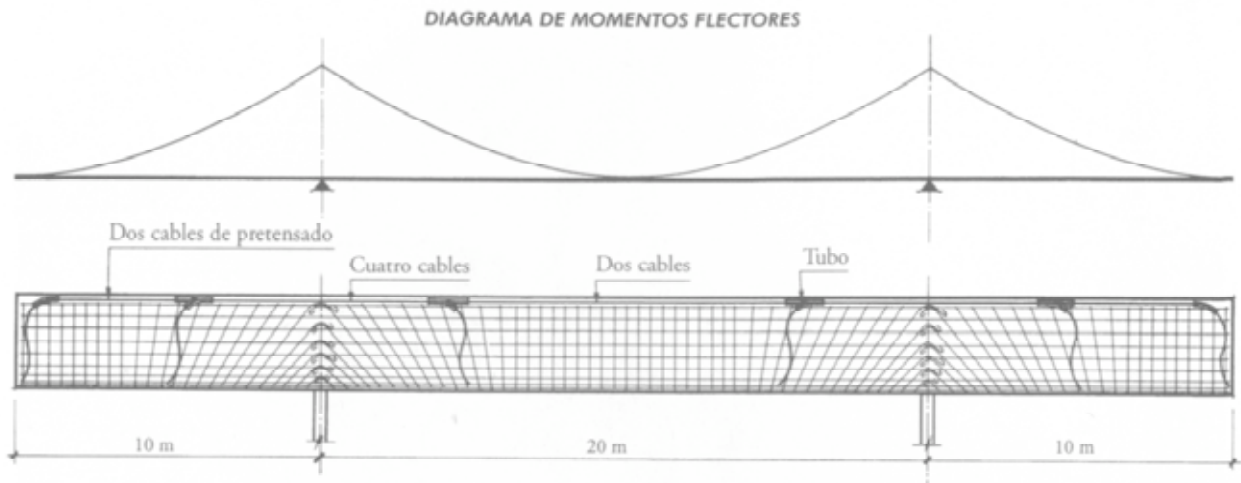


Foto 3. Acueducto de Alloz. Navarra 1940. Eduardo Torroja, ingeniero.



Foto 4. Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid 1962.
Miguel Fisac, arquitecto.

3. DEBATE ENTRE PREFABRICACIÓN TOTAL Y SEMIPREFABRICACIÓN

En el debate permanente entre prefabricación total y semiprefabricación, hay técnicos e instituciones que defienden una construcción totalmente industrializada casi en seco, delante de otros que pensamos que en la edificación tienen que convivir, colaborando conjuntamente, elementos semiprefabricados y hormigón vertido en obra.

Este debate repunta en las épocas de gran crecimiento en la construcción, por ejemplo después de la 2ª Guerra Mundial, a causa de la necesidad urgente de vivienda, también en los años 60-70 en España con los planes de desarrollo, (en Cataluña recordamos la empresa Modulbeton con paneles y forjados diseñados por MBM, Martorell, Bohigues y McKay arquitectos), y actualmente, por la burbuja especulativa en la construcción. Así el Departamento de Política Territorial y Obras Públicas de la Generalitat de Catalunya ha convocado, recientemente, un concurso de propuestas para la incorporación de nuevos sistemas y tecnologías para proyectar la construcción de viviendas, que fomenten una edificación totalmente industrializada.

Queremos dar dos muestras de edificaciones realizadas bajo el concepto de estructura con prefabricación total: un polígono residencial con estructura de muros de carga y una facultad universitaria con estructura de pórticos ortogonales rígidos, muy bien tratadas en la revista TECTÓNICA 5:

Viviendas de protección oficial en Alcobendas, 1995 (foto 5)

Arquitecto: Manuel de las Casas

Prefabricados de hormigón: **INDAG**

La estructura de este edificio es de muros de carga estructurales de hormigón armado prefabricado, tanto en las fachadas

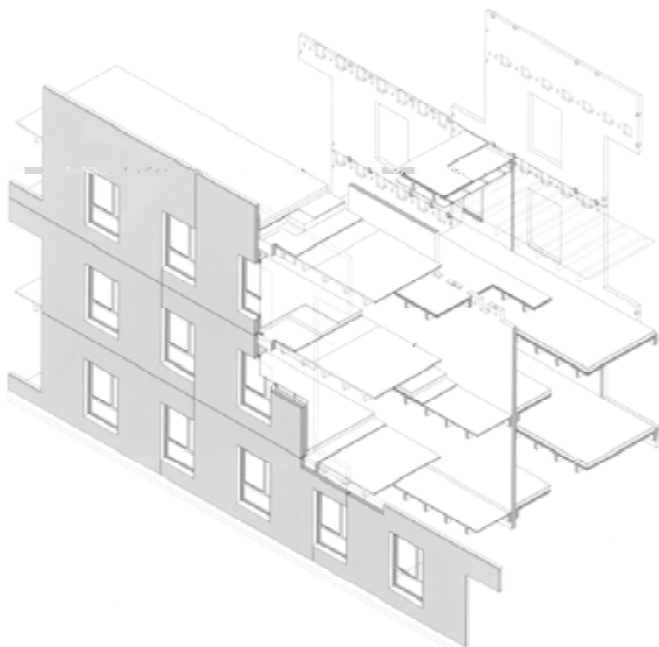


Foto 5 Viviendas de protección oficial. Alcobendas 1995. Prefabricación total INDAG.

exterioras como en las divisorias intermedias, previniéndose todas las aberturas de ventanas, puertas y de paso de instalaciones. El forjado de placas nervadas se conecta a las pantallas de carga mediante ganchos y encajes previstos en la coronación de los muros. Sólo se hormigona en obra la capa de compresión de las placas de forjado.

La Facultad de Ciencias Económicas y Empresariales de Reus, 1996 (foto 6)

Arquitectos: P. Pérez, A. Pàmies i A. Banús

Estructura y prefabricados: **HORMIPRESA**

De esta estructura destacamos el resultado final del edificio, en el que la combinación del hormigón estructural prefabricado con los cerramientos de vidrio, dan a las aulas, pasillos y vestíbulos una calidez y ambiente adecuados al uso docente universitario, y no recuerdan en nada su construcción totalmente industrializada.

Hormipresa suministró todos los elementos estructurales prefabricados, los pilares en toda su altura con ménsulas al nivel de cada una de las plantas, para recibir las jácenas con los apoyos de medio escalón sobre la ménsula de medio escalón del pilar, rigidizando el nudo estructural con pasadores metálicos, anclados con mortero epoxídico sin retracción. Las placas del forjado son alveolares y se conectan a las vigas mediante armaduras pasivas superiores, para hormigonar solo en obra la capa de compresión y la cabeza superior de las vigas principales.

Dentro de este apartado de prefabricación total queremos mencionar también las soluciones de cimentaciones industrializadas: zapatas, riostras y pilotes prefabricados. En cuanto a zapatas, hemos encontrado en catálogos italianos ejemplos de diferentes tipologías y medidas en función de la carga admisible del terreno y de las sollicitaciones transmitidas por los pila-



Foto 6. Facultad de Ciencias Económicas y Empresariales. Reus 1996.

res que arrancan del cáliz previsto dentro de la zapata, al mismo tiempo de encajes laterales para recibir las vigas prefabricadas que hacen la función de riostra.

Los pilotes prefabricados son una solución idónea para terrenos arenosos de bajas características portantes, grandes solicitaciones o ambas, que con pilotes hormigonados *in situ* tienen el problema de que el agua del hormigón amasado se escurre succionado por la arena, razón por la que se hace imposible la introducción posterior de las armaduras. Actualmente se está utilizando este sistema en las infraestructuras del Fórum 2004 en Diagonal Mar, donde predomina el subsuelo arenoso.

Delante de la corriente de prefabricación total casi en seco, con solo hormigonado en obra de la capa de compresión, como muestra de innovación industrial y tecnológica, hay otra corriente, en la que nos incluimos, que cree que no hay que caer en la innovación como único objetivo, sino evolucionar dentro del equilibrio entre prefabricación y hormigón *in situ*, para solucionar óptimamente las uniones entre elementos estructurales verticales y horizontales y entre estructuras principales y secundarias, para que la estructura final sea absolutamente rígida ante todo tipo de acciones, pero especialmente las horizontales y dinámicas de viento y sísmicas, que pueden originar efectos de segundo orden.

De esta manera se conseguirá también una buena relación entre ingeniería y arquitectura, industria y obra, y entre prefabricación y servicio.

Damos ejemplos de algunas obras en las cuales hemos colaborado en el proyecto de los forjados para diferentes tipologías de estructura principal y donde se cumplen estas premisas:

Anejo Palau Sant Jordi en Barcelona, 1990 (foto 7)

Arquitecto: A. Isozaki

Estructura: Muros de carga de bloque armado

Prefabricados de hormigón: Placas Armadas Nervadas ATEFOR

Polideportivo en Montgat, 1996 (foto 8)

Arquitecto: M. Gallego

Estructura: Jácenas planas

Prefabricados de hormigón: Placas Armadas Nervadas ATEFOR

Centro Parroquial en Sant Joan de Vilatorrada, 1998 (foto 9)

Arquitecto: J. Esquiús

Estructura: Jácenas de canto

Prefabricados de hormigón: Placas Armadas Nervadas ATEFOR



Foto 7.



Foto 8.



Foto 9.

CEIP Palau de Plegamans y Sant Quirze, 1998 (foto10)

Arquitectos: S. Vives i C. Balcells

Estructura: Muros de carga de hormigón armado

Prefabricados de hormigón: Prelosas Pretensadas ATEFOR



Foto 10.

Centro Asistencia Primaria en Torelló, 2000 (foto 11)

Arquitectos: J. Milà, J. Pallejà i A. León

Estructura: Jácenas planas

Prefabricados de hormigón: Prelosas Pretensadas ATEFOR



Foto 11.

Viviendas Sociales Can Gambús- Sabadell, 2002 (foto 12)

Arquitecto: C. Arañó

Estructura: Jácenas de canto

Prefabricados de hormigón: Prelosas Pretensadas ATEFOR



Foto 12.

4. LA PREFABRICACIÓN EN EDIFICIOS SINGULARES

Después de esta introducción con antecedentes históricos de la prefabricación y con el debate entre prefabricación total y semiprefabricación en las estructuras de edificación de viviendas y equipamientos, entramos en el punto central del artículo, que trata sobre la prefabricación en edificios singulares. Estudiaremos cuatro proyectos, en los cuales hemos colaborado, con aplicaciones específicas de semiprefabricados en forjados y jácenas:

- 4.1. Placa Armada Nervada: Universidad Politécnica de Valencia
- 4.2. Prelosa Pretensada Autoportante: Pasarela de Sant Adrià del Besós en Barcelona
- 4.3. Placa Alveolar: Polideportivo soterrado dentro de una escuela en Rubí
- 4.4. Jácena Mixta Pretensada: Biblioteca Universitaria en Lleida

Definimos estas aplicaciones como específicas y singulares porque están proyectadas con prefabricados que salen de los standards, que son los utilizados en los edificios del apartado

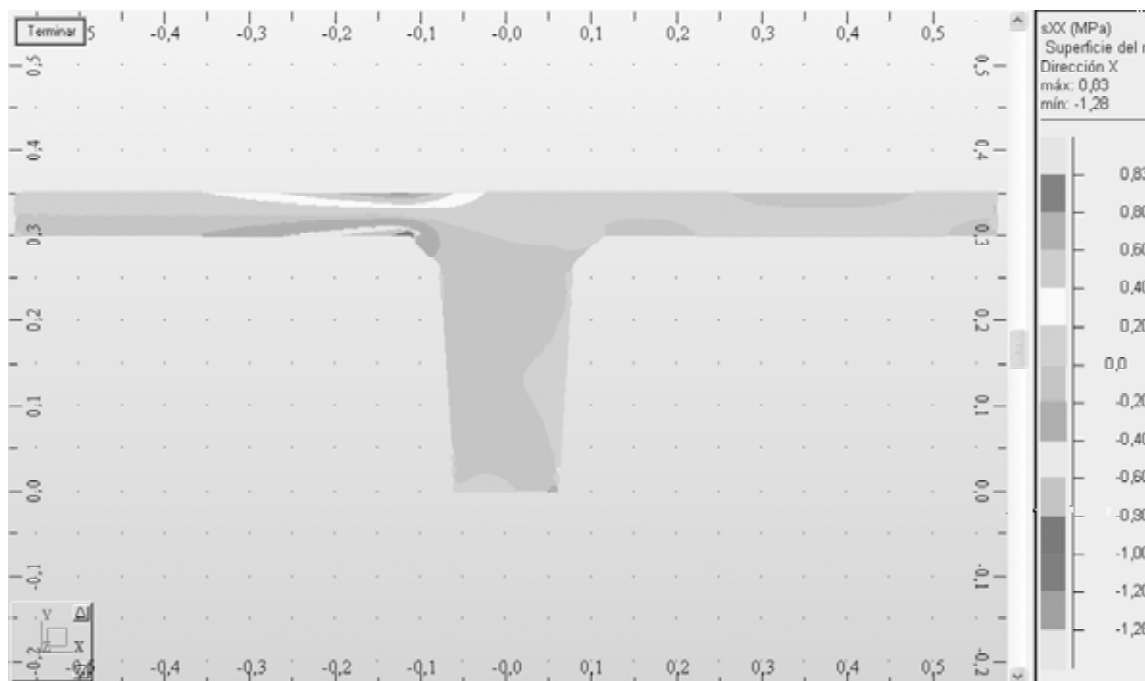


Figura 13. Sección en T. Tensiones

anterior. La singularidad se encuentra en las características geométricas o mecánicas, procesos de fabricación o aplicación en obra.

4.1. Placa Armada Nervada

Escuela Universitaria de Ingenieros Técnicos Industriales, 1998

Universidad Politécnica de VALENCIA

Arquitecto: Joan Añó

Constructor: FERROVIAL

Prefabricados de hormigón: Placas Armadas Nervadas ATEFOR

El equipo redactor de este proyecto definió la estructura del edificio con pórticos ortogonales rígidos de jácenas de canto de hormigón estructural blanco. El forjado se apoyaría sobre las alas laterales inferiores de la jácena de canto, hormigonándose posteriormente la capa de compresión del forjado conjuntamente con la cabeza de las jácenas.

El proyecto de estructura también definía la sección geométrica de las placas nervadas del forjado, sección en T (foto 13) de ala 115 cm, de nervios de ancho 12 cm en la base para ensancharse a 16 cm y entregarse a la capa de compresión acarteladamente. El canto era de 30 cm de nervio más 5 cm de ala y 5 cm de capa de compresión. La cadencia de la separación entre nervios es la que se consideró óptima para la estética y la acústica de las aulas. Las características mecánicas eran hormigón H-20 armado con armaduras AEH-500.

La empresa constructora Ferrovial no encontró esta placa en el mercado, porque las medidas standards son de interjejes entre 60-100 cm. Por eso se puso en contacto con ATEFOR para prefabricar estas placas con moldes especiales en la

fábrica de Castellbisbal (Barcelona) y después transportarlas por carretera a Valencia. Debido a que se tenían que hacerse moldes nuevos y cumplir la exigencia de proyecto de hormigón blanco, se optó por desplazar un equipo de operarios a Valencia y fabricar las placas a pie de obra con el mismo hormigón, fabricado también en obra, de las jácenas y los pilares y conseguir una uniformidad total de color del hormigón de la estructura.

Las alas de la sección en T se comprobaron a flexión en voladizo transversal para las dos etapas: fase construcción, en la que las alas de 5 cm de canto tenían que aguantar su peso propio, la capa de compresión y la sobrecarga de construcción, y la fase final en la cual tenía que aguantar la sobrecarga de uso y las cargas permanentes. Las comprobaciones se hicieron considerando alternancia de cargas sobre las alas de cada nervio para tener la hipótesis más desfavorable de trabajo.

El apoyo de la placa nervada (foto 14) sobre la jácena de canto hormigonada en una primera fase, se tenía que hacer a



Foto 14. Placa Armada Nervada de hormigón blanco.

través del ala de 115x5x5 cm. Para comprobar las tensiones en la transición del ala al nervio de 16x30, se calcularon por el método de elementos finitos MEF con el programa Robot versión 14.01, y se armó este punto de discontinuidad con una armadura de suspensión y de cosido de las bielas comprimidas.

A parte de las placas nervadas descritas, el proyecto pedía en la zona de paso entre aulas, unas placas aún más específicas de base lisa y de ancho el del pasillo, lo que implicaba la fabricación de unas placas mixtas nervadas en los extremos y planas en medio (foto 15), que se aligeraban con poliestireno expandido antes de pasar al hormigonado final en obra.



Foto 15. Placa especial pasillos entre aulas.

El resultado final de la construcción es un edificio racionalista (foto 16) que no esconde el esquema ortogonal de la estructura de hormigón blanco y que contrasta con la arquitectura escultórica, orgánica y espectacular de las estructuras, también de hormigón blanco, del arquitecto Santiago Calatrava en la Ciudad de las Artes y las Ciencias dentro de Valencia.

4.2. Pretensada Autoportante

Pasarela de conexión peatonal del barrio del Besós sobre la Gran Vía, 1999

La Mina- Sant Adrià del Besós en BARCELONA

Arquitecto: Sergi Godia-Enric Grifol

Ingeniería: EUROPROJECT

Constructor: COPCISA

Prefabricados: Pretensada Autoportante ATEFOR

El Consorcio del Besós ha pretendido con este proyecto enlazar dos partes del barrio de la Mina, dividido por la autopista A-19 en su entrada a Barcelona por la Gran Vía. La premisa básica en la ejecución de este proyecto era no cortar el tránsito diurno de esta arteria de gran circulación de entrada a Barcelona. Por eso, tanto la estructura principal como la secundaria del forjado tenían que ser autoportantes.

La estructura principal consta de dos tramos de 21,5 m (para dar paso a tres carriles de circulación en cada sentido) soportados por seis pilares centrales de diámetro 80 cm i seis pilares en V en los dos extremos, entre los cuales hay cinco crujiás de 5 m de forjado con voladizos extremos de 2,5 m a cada lado.

Para resolver esta estructura secundaria, que se apoya en vigas metálicas longitudinales de 21,5m, Europroject diseñó una prelosa (Figura 17), para fabricar a pie de obra, con chapa conformada colaborante inferior de 250 cm de ancho, 5 cm de seno más 9 cm de hormigón armado y rigidizada con dos nervios de 40x(9+9) cm para hacerla autoportante, con un canto total de $5+9+9+7=30$ cm.

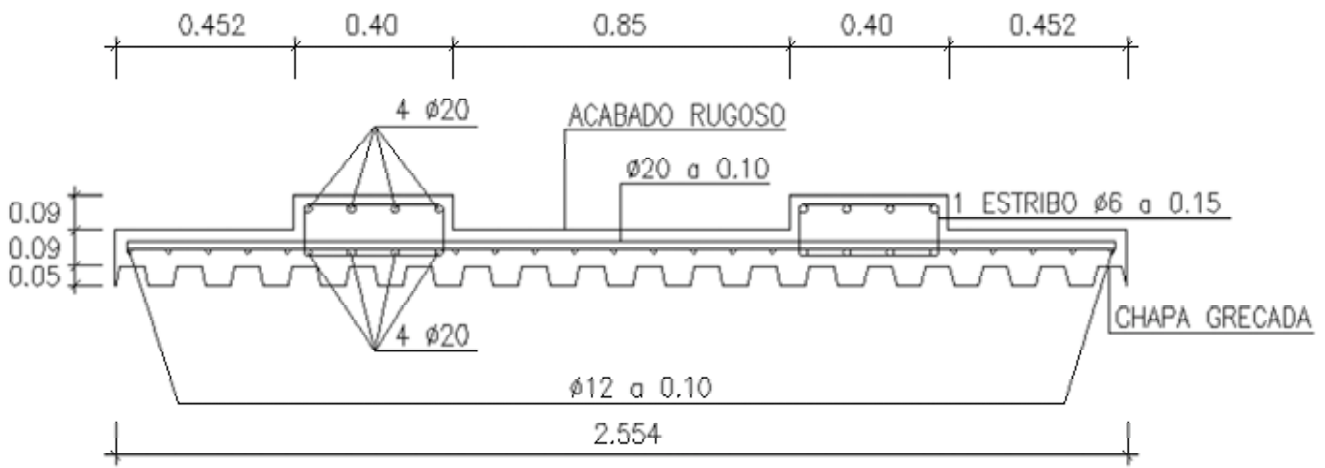
Al contrario del forjado de Valencia que, aunque estaba previsto que se industrializara en fábrica, se acabó haciendo a pie de obra, este proyecto de Sant Adrià del Besós proyectado para fabricarse en la Gran Vía, al lado de la obra, se ha fabricado en la factoría de ATEFOR en Castellbisbal (Barcelona) porque Copcisa, empresa adjudicataria, ante el poco espacio que tenía en obra y la falta de medios técnicos para fabricar la prelosa de proyecto, buscó una alternativa con la Pretensada SAP.

Para conseguir la aprobación del cambio por parte de la dirección facultativa, se tuvo que hacer un nuevo cálculo integral de la estructura, principal y secundaria, para demostrar que se llegaba a los mismos resultados finales y comprobar las deformaciones totales y diferidas, en concreto en los dos voladizos frontales de la pasarela, en los que no se podía superar 1 cm de flecha.

La estructura global consta de vigas metálicas HEM 600 (A52b) reforzadas con pletinas de espesor 20mm en la base inferior y una losa superior de compresión, que al mismo tiempo forja en el sentido transversal a las vigas principales. Esta losa que en proyecto era de 30 cm, se redujo a $15+12=27$ cm. con una prelosa pretensada autoportante de 15 cm. de canto de hormigón HA-45 pretensado con armaduras activas AEH-153, más los 12cm de hormigón HA-25 vertidos en obra.



Foto 16. Escuela Universitaria de Ingenieros Técnicos Industriales de Valencia.



MÓDULOS TIPO B

Figura 17. Prelosa del proyecto inicial.

La sección mixta (Figura 18) formada por las vigas principales HEM 600 con su capa de compresión de 27 cm. se materializa mediante conectores 2r20 cada 30 cm soldados en el ala superior de las vigas, que se introducen en las prelosas, atravesándolas y entrando hasta la mitad de los 12 cm de hormigón vertidos en obra, que al mismo tiempo se enlazan

con la prelosa prefabricada a través de las armaduras superiores en celosía.

El análisis integral de la estructura se hizo en tres direcciones (Figura 19), mediante el programa Robot versión Mil.lenium, considerando las acciones de sobrecargas reparti-

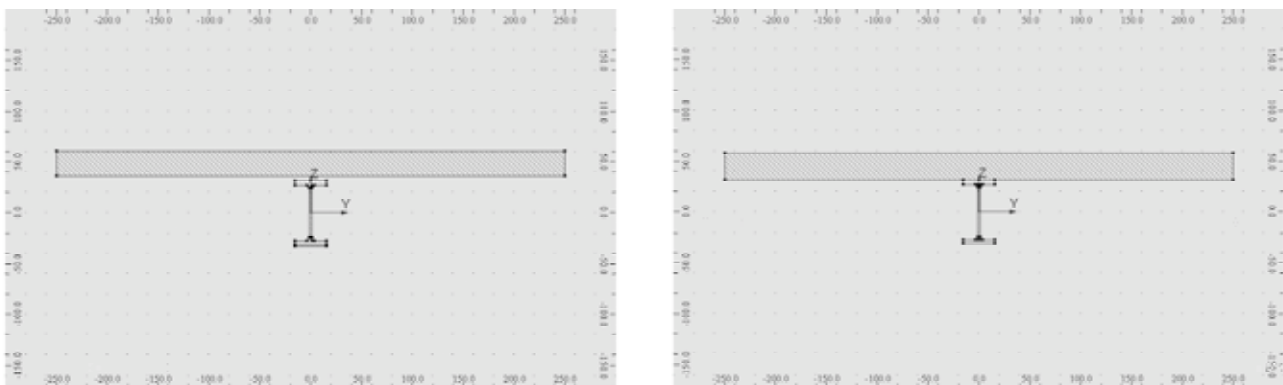


Figura 18. Secciones mixtas proyecto y definitiva.

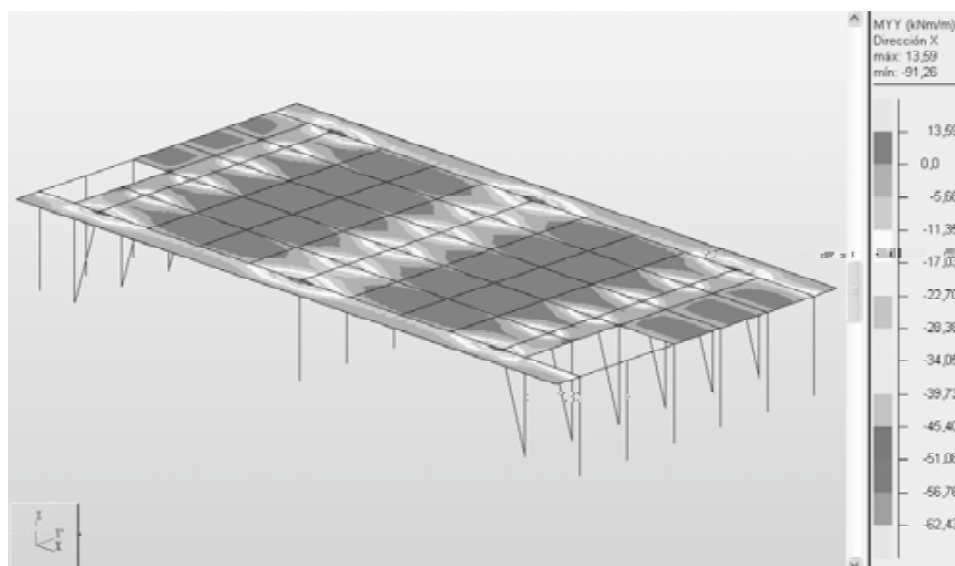


Figura 19. Gráfico de cálculo estructural de la pasarela.



Foto 20. Proceso constructivo.

das de $5,00 \text{ KN/m}^2$, las acciones térmicas para una temperatura de 30° con variaciones de más-menos 15° y unas acciones aisladas de choque de un vehículo de 1000 KN en el sentido de la marcha y 500 KN en el transversal.

La incidencia más remarcable durante el proceso constructivo (foto 20), a parte de los cortes de circulación por la noche para descargar las prelasas directamente sobre las vigas principales, fue la contraflecha propia del pretensado de las prelasas extremas de $7,5 \text{ m}$. (al fabricarse conjuntamente los 5 m del último tramo interior con los $2,5 \text{ m}$ del voladizo extremo), que producía un descenso de casi $1,5 \text{ cm}$ en la punta del voladizo, cuando la dirección facultativa nos lo limitaba a 1 cm final. Para corregir esta situación se empezó a hormigonar por el tramo interior de 5 m . para levantar el voladizo, devolviéndolo a la posición horizontal antes de hormigonarlo en una segunda fase. Al entrar en carga total definitiva, mediante una prueba de carga (foto 21) hecha *in situ*, no se superó la flecha pedida en proyecto.

Como conclusión, además de conseguir una pasarela (foto 22) que hiciera de plaza pública de comunicación entre las dos partes de un barrio dividido, se consiguió un proceso constructivo racional, combinando la prefabricación industrializada y la ejecución *in situ*.

4.3. Placa Alveolar Pretensada

Polideportivo soterrado dentro de una escuela en RUBÍ, 2000

Arquitecto: Miquel Serra

Ingeniería: PBX Centre de Càlcul

Constructor: RADOBELL

Prefabricados: Placa Alveolar Pretensada HORMIPRESA



Foto 21. Prueba de carga in situ.

Este proyecto nació con el objetivo de conseguir un espacio deportivo cubierto en la escuela N.ª Sra. de Montserrat de Rubí, compartido con el equipo de baloncesto CEB Sant Jordi, que doblara la superficie útil para el deporte, constru-



Foto 22. Pasarela de conexión peatonal. Barrio del Besós.

yendo una cubierta con la estructura resistente. De esta manera se conseguían dos pistas polideportivas, una de exterior y otra de interior cubierta. La pista se giró 90° respecto a la original porque la ampliación lateral de la escuela, que se hacía al mismo tiempo, no se tuviera que apelar sobre la luz libre de 20m del espacio a cubrir.

El pabellón se tuvo que soterrar por debajo de la planta baja de la escuela existente por razones urbanísticas y por este motivo la solución estructural adoptada fue una caja de hormigón armado compuesta por muros pantalla (foto 23) perimetrales con anclaje provisionales, que recalzan los cimientos antiguos de la escuela y cierran al mismo tiempo el espacio deportivo, cubierto por la estructura resistente necesaria para obtener el patio superior de la escuela y la segunda pista deportiva.



Foto 23. Muro pantalla recalce cimentación escuela.



Foto 24. Superplaca Alveolar pretensada HORMIPRESA.

Para solucionar la estructura de la cubierta del pabellón de 32x20 m a una altura de 7,5 m. sobre la pista deportiva, interesaba no tener que apuntalar, por el elevado coste del alquiler de las torretas de los andamios del encofrado, y por esta razón se escogió un tipo de cubierta autoresistente de placas alveolares de hormigón HA-50 pretensadas de 50 cm de canto (foto 24), autoportantes en la fase de ejecución y construcción y, con la capa de compresión de 10 cm HA-25, se consigue un forjado de canto 60 cm que soporta perfectamente la fase final de utilización de la cubierta para uso deportivo y de ocio.

Para llegar a esta decisión valoramos la experiencia que habíamos tenido en la construcción del Equipamiento Deportivo Claror promovido por el Ayuntamiento de Barcelona, en el que una cubierta de dimensiones similares se había solucionado con una losa armada de canto 100 cm aligerada con



Foto 25. Vista exterior durante la colocación de placas.

poliestireno expandido de 60 cm, pero que tuvo un coste muy alto y un largo tiempo de ejecución al tenerse que encofrar totalmente.

Aprovechando la experiencia anterior del aligeramiento y observando el cubrimiento de la Ronda del General Mitre en Barcelona con una luz de 21 m con placas autoportantes, confirmamos como solución óptima la de superplacas alveolares de hormigón pretensado HORMIPRESA P.A.P. de 120 cm de ancho, cantos biselados y la cara inferior pulida de molde de fabricación metálico (foto 25). El techo no tiene ningún tratamiento interior, y queda como hormigón visto, y en él se anclan los focos de iluminación de la pista deportiva.

El forjado resultante de canto total de 60 cm. también tiene un papel imprescindible como puntal de apoyo de la pantalla de contención de tierras y recalce de los cimientos antiguos de la escuela. Por esta razón se ha comprobado el efecto diafragma que hace trabajar las placas alveolares como membranas de transmisión de esfuerzos laterales a los elementos de apoyo y sujeción verticales (foto 26). El rasante o adherencia entre la capa de compresión y las placas se ha calculado teniendo en cuenta los empujes de los muros pantalla y se ha reforzado mediante conectores superiores.

El resultado final (foto 27), combinación de prefabricación colaborando con la estructura *in situ* de contención de tierras



Foto 26. Vista interior durante la colocación de placas.



Foto 27. Polideportivo soterrado dentro de una escuela en Rubí.

y soporte lateral, es una instalación deportiva que puede dar cabida a un centenar de escolares practicando deporte de base al mismo tiempo.

4.4. Jácena Mixta Pretensada

Biblioteca Universitaria Campus, LLEIDA, 2001

Arquitectos: Gullikson-Vormala

Estructura: Robert Brufau-Miquel Angel Sala

Colaboradores: Gemma Busquets-Luis Bozzo

Constructor: COMSA

Prefabricados: Jácena Mixta Pretensada ATEFOR

El comisionado de Universidades e Investigación de la Universidad de Lleida preveió construir la biblioteca Universitaria en el área de Cap Pont en Lleida capital para completar el campus universitario en la orilla sur del cauce remodelado del río Segre, que se conecta con el núcleo urbano con pasarelas de interesante diseño arquitectónico y estructural.

Como en los proyectos anteriores, la definición final de la estructura pasó por diversas etapas en que se valoraron los diferentes aspectos conceptuales de la estructura, técnicos de construcción y económicos de valoración. En el proyecto ejecutivo inicial del equipo Torrent-Brescó, arquitectos asociados con el equipo finlandés Gullikson-Vormala Architects, ganador del concurso internacional, la estructura proyectada por Robert Brufau, arquitecto, fue una losa bidireccional maciza y postensada para conseguir un canto máximo de 30 cm porque la altura reguladora del edificio no superara las normas urbanísticas del área de Cap Pont. La construcción de una losa postensada requiere condicionantes humanos y técnicos de un alto nivel tecnológico en el uso de cables de postensado y gatos hidráulicos de tesado de las armaduras activas, que el Comisionado puso en duda para una estructura lejos del área de influencia de Barcelona.

Ante esta situación el arquitecto finlandés propuso una solución patentada y homologada en su país, de jácenas mixtas

pretensadas con las que también se podía conseguir un canto máximo de 30 cm. Para prefabricar éstas jácenas se pusieron en contacto con la empresa ATEFOR de prefabricados de hormigón y la empresa ELTEC de estructuras metálicas, ambas situadas en el mismo polígono industrial de Castellbisbal (Barcelona), en una reunión a la que se desplazaron el arquitecto finlandés con el ingeniero inventor del sistema.

Como se puede ver en la (figura 28) las características geométricas y mecánicas de la jácena son una platabanda metálica (A42b) inferior de 10 mm de espesor, con dos angulares LPN 120 a 100mm de los bordes que emmarcan el hormigón a pretensar (HA-45) y el alma es una HEB 260

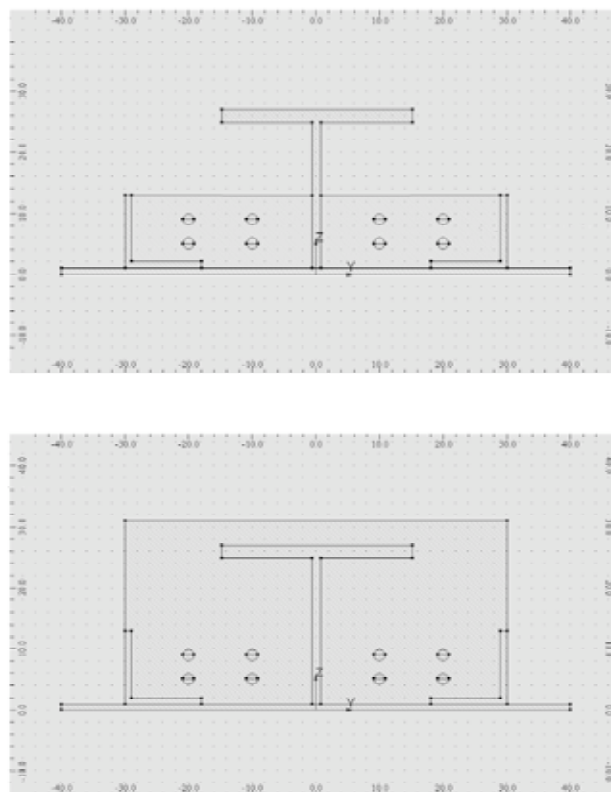


Figura 28. Secciones jácena mixta. Fase construcción - Fase servicio.



Foto 29. Carcasa metálica jácenas.

recortada por la mitad para dejar ventanas laterales de 300 mm y para aprovecharla para dos jácenas (foto 29). La armadura activa a pretesar, mediante gatos hidráulicos calibrados y equilibrados, consta de n cables o cordones con una trenza de 7 alambres cada uno, de características mecánicas (Y1860S) de límite elástico $f_y = 1860 \text{ Mpa}$ o N/mm^2 . (Foto 30).



Foto 30. Cables de pretensado. Armaduras activas,

Para aumentar la adherencia entre el hormigón y el acero laminado estructural y confinar dentro de las 2LPN 120 laterales, el hormigón, que la transmisión de los axiles de pretensado tiende a explotar fuera de la sección, se han introducido pasadores de barra roscada de diámetro 20 mm. por cada ventana del alma central HEB 260, para que lo compriman lateralmente (foto 31).

Los estribos de refuerzo a cortante, los conectores con los pilares en los nudos de la estructura (foto 32) y la armadura

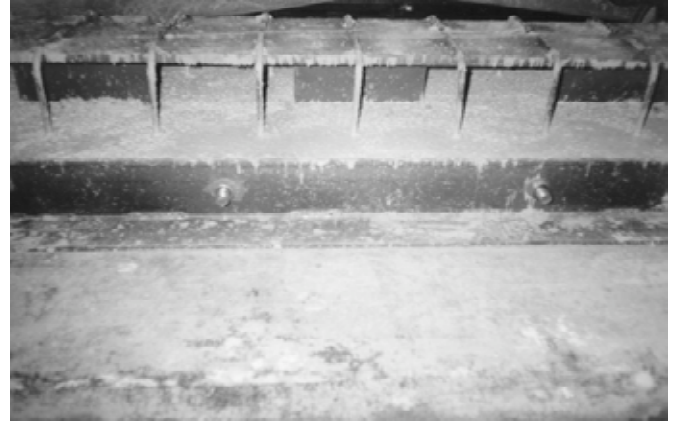


Foto 31. Jácena mixta hormigonada y comprimida con pasadores de barra roscada.

de continuidad entre jácenas son armaduras pasivas de acero soldable B500S.

Como resumen, pues, constatamos que la viga que estudiamos es una jácena mixta con cinco materiales diferentes, hormigón HA-45, acero estructural A42b, armaduras activas Y1860S, armaduras pasivas B500S, y barras roscadas, que se complementan para conseguir el resultado final de canto máximo 30 cm.



Foto 32. Nudo pilar mixto - jácena mixta.

El cálculo de la sección mixta se hizo mediante el programa Robot versión Mil.lenium con el Método de Elementos Finitos MEF, y se estudiaron las tres fases siguientes: fase de transferencia de los axiles del pretensado, fase de construcción que analiza la jácena tal como sale de fábrica hormigonada y pretensada dentro del área contenida entre los 2LPN 120, sometida a su peso propio, peso del hormigón vertido en obra y la sobrecarga de construcción y finalmente fase final de servicio, analizando la viga completada en obra con hormigón in situ, sometida a la sobrecarga final de uso. En cada fase se calcularon las tensiones provocadas por el pretensado en las fibras superiores e inferiores, y se comprobó que no superaran los límites de trabajo del hormigón a compresión y a tracción, permitiéndose la descompresión con fisuración controlada.

En el cálculo global de la estructura para obtener los esfuerzos de flexión y cortante en la comprobación de los Estados



Foto 33. Testero biblioteca con jácena intermedia.

de hormigón armado con el alma de acero estructural y, como elementos horizontales, las jácenas mixtas definidas de 10 m de longitud. Como estructura secundaria el forjado que se utilizó es el de prelasas de luces 7,5 m en continuidad entre las jácenas principales, con un canto de $6+24 = 30\text{cm}$ para formar un techo plano con las jácenas mixtas del mismo canto. Las prelasas se apoyan en los 10 cm laterales de las jácenas mixtas.

Dentro de este cálculo de estructura, hay que remarcar la singularidad más específica de la solución estructural del testero del edificio con una retícula de luces de $10 \times 10\text{ m}$ (foto 33), que se proyectó con tres niveles estructurales: 1. Jácenas principales de 10m formando pórticos rígidos con los pilares, 2. Jácenas secundarias formando una H intermedia e isostática para partir la luz de las prelasas a $2 \times 5\text{m} = 10\text{ m}$ y facilitar la fabricación y el transporte y controlar las deformaciones de la crujía para no superar 1 cm. de flecha activa, 3. Prelasas macizas del mismo canto $6+24\text{ cm}$ apoyadas entre las jácenas principales y secundarias.

El cálculo del forjado en este testero se hizo considerando dos hipótesis, armando en cada punto según el resultado más desfavorable, una como viga continua de prelasas de luz 5 m para armar superiormente los momentos negativos sobre las jácenas longitudinales, y otra teniendo en cuenta que las jácenas longitudinales secundarias isostáticas de la H que parte luces, se deforma más que la jácena longitudinal hiperestática empotrada en los pilares, dando como consecuencia unos momentos positivos centrales, que nos obligan a reforzar con armadura pasiva de longitud 10 m por encima de las prelasas, para cubrir estos momentos por descenso de la viga intermedia (foto 34).

Límites últimos (ELU) y las deformaciones en la comprobación de los Estados Límites de Servicio (ELS), se consideró la estructura principal de pórticos formados por pilares mixtos

La ejecución de la estructura fue complicada sobretodo en los nudos entre pilares y jácenas mixtas, porque se tuvo que asegurar la continuidad de las almas metálicas de acero estructural de pilares y jácenas y también la continuidad del armado pasivo del hormigón estructural de pilares y jácenas.

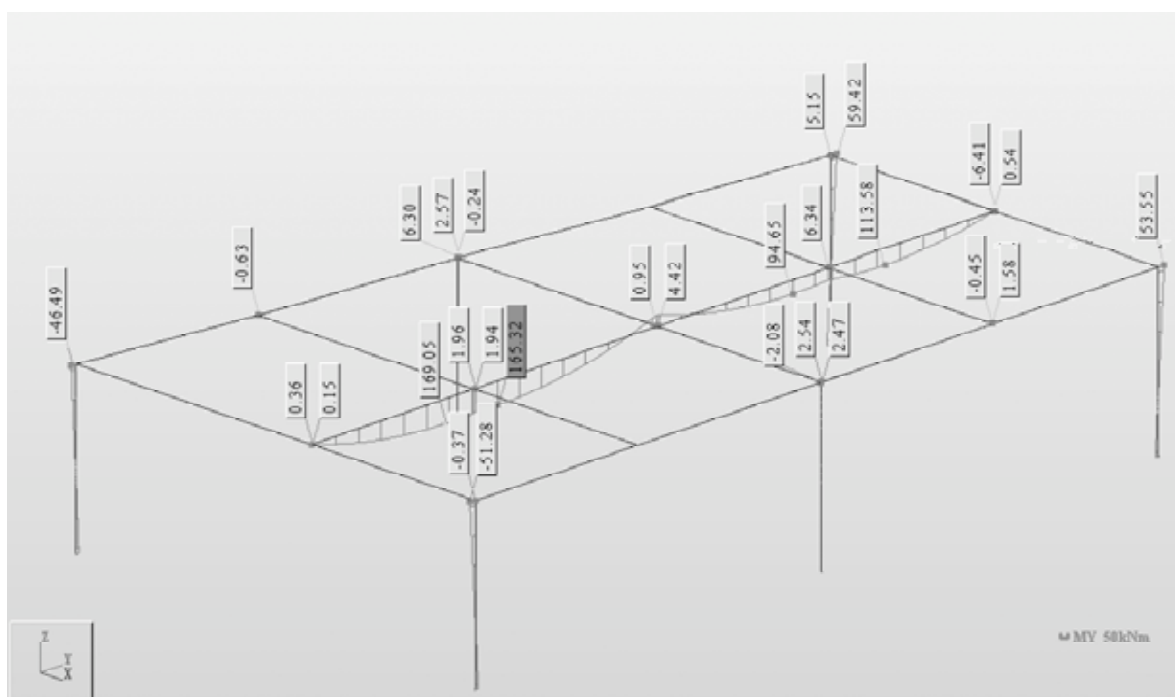


Foto 34. Curvas de momentos estructura testero.



Foto 35. Vista interior estructura testero acabada.

El resultado final de la aplicación (foto 35) de esta tecnología finlandesa por primera vez en España ha sido satisfactoria porque se ha conseguido que las deformaciones se controlaran dentro de los límites del actual EHE de 1 cm de flecha activa, para no fisurar los tabiques y cerramientos posteriores, con un canto total de 30 cm que inicialmente sólo se podía obtener con una losa postensada.

5. FUTURO DE LA PREFABRICACIÓN

Las prelosas de hormigón pretensado ya son por ellas mismas un prefabricado de futuro porque creemos que se aplicarán cada vez más en los próximos años en las estructuras de edificación y se profundizará en su tecnología.

Así se están utilizando en investigación en la tesis doctoral del arquitecto Lluís Torres, dirigida por Luis M.^a Bozzo, ingeniero ccp, del Departamento de Ingeniería Mecánica y de la Construcción Industrial de la Universitat de Girona: “*Modelo numérico y verificación experimental del comportamiento en servicio de las estructuras de hormigón*”, donde se estudian los efectos de la fluencia y la retracción en el proceso constructivo de los forjados.

Una referencia estructural de futuro con la aplicación de prelosas es la construcción del aeropuerto de Bruselas, en Bélgica, con una losa maciza postensada bidireccional (foto 36) sobre prelosas pretensadas que se entregan a los ábacos de los pilares formando las bandas de capiteles y centrales (foto 37).

También queremos indicar, como signo de admiración hacia uno de los precursores de la prefabricación Miguel Fisac, arquitecto, al que hemos citado como antecedente histórico, ahora en el siglo XXI y con noventa y cinco años de edad hace una propuesta de futuro (*El País*, Febrero 2002) de forjados con molde prefabricado, donde se incluyen el paso de todas las instalaciones, para que colocado en obra sólo haga falta verter el hormigón para completar la estructura del techo.

Finalmente, queremos citar la aplicación en la edificación de materiales compuestos (foto 38), perfiles pultrusionados

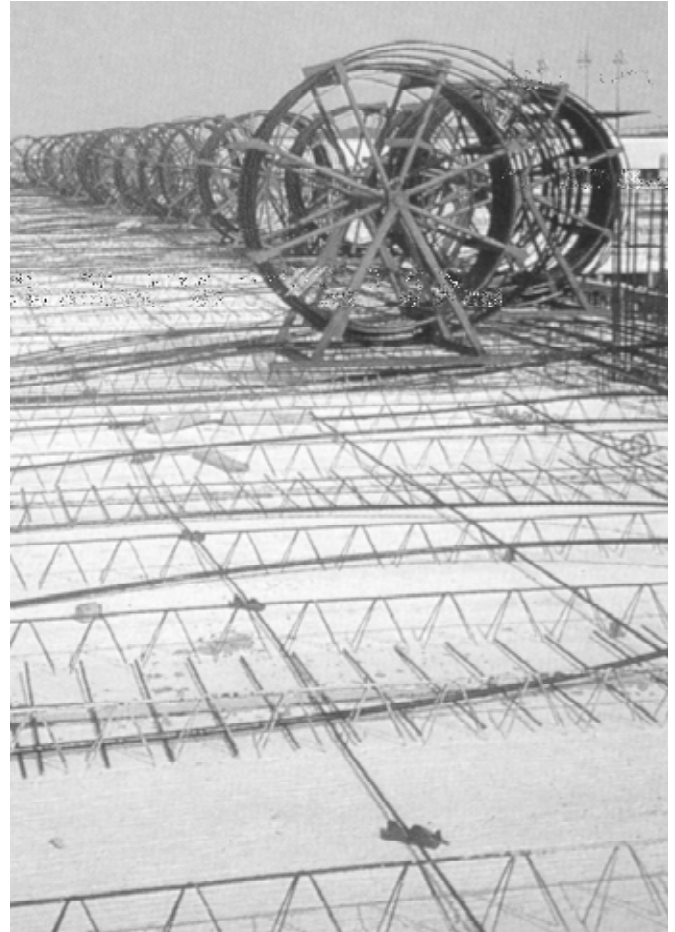


Foto 36. Prelosas en losa postensada.



Foto 37. Vista interior estructura aeropuerto de Bruselas con prelosas.

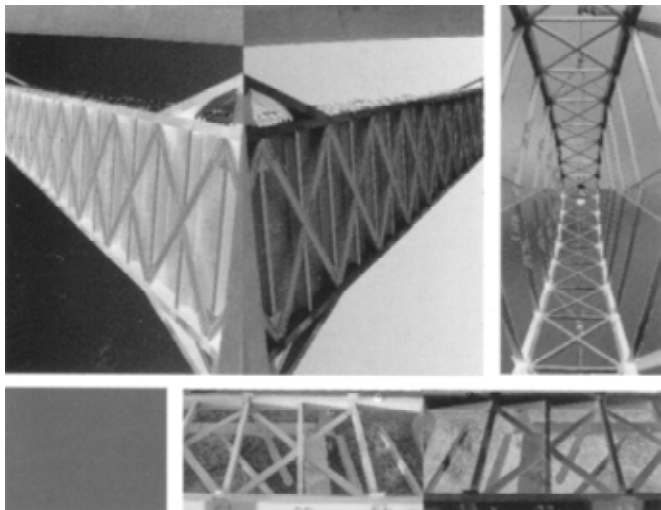


Foto 38. Materiales compuestos estructurales.

de fibras de vidrio, carbono, boro o aramida dentro de una matriz de epoxi, fenol o poliéster, no solamente en el diseño de estructuras conformadas totalmente con estos nuevos materiales, como la Pasarela sobre la autopista de Lleida, sino también para armar losas de hormigón estructural. Sus propiedades de baja corrosión, ligereza, baja conductividad térmica y alta resistencia al fuego hace que sean el material de refuerzo estructural a tracción del futuro.

Queremos concluir con una anécdota científica ocurrida en el Master Diseño y restauración de estructuras arquitectónicas, Fundación UPC, en la asignatura Nuevas tipologías estructurales, en que un alumno colombiano, al hablar de estas fibras, nos explicó una vivencia suya en la Universidad de Bogotá, en que se experimentó con éxito hormigón estructural reforzado con una fibra vegetal producto de la poda de un arbusto de nombre Guadua.



LA JORNADA TÉCNICA DE ACHE 2005 DEDICADA A MADRID 2012

Según nos comunica la Secretaría de ACHE, la Jornada Técnica, que tradicionalmente tiene lugar coincidiendo con la Asamblea Ordinaria anual de la Asociación, este año se celebrará probablemente en el mes de junio. Se ha elegido como tema monográfico el de las estructuras de Madrid 2012 que serán presentadas en una Jornada bajo el título general **LAS ARQUITECTURAS DEL MADRID OLÍMPICO: PROYECTOS Y OBRAS.**

En el momento del cierre de este número no está todavía ultimado el programa ni fijada la fecha exacta por lo que no podemos ofrecer más detalles sobre la misma. Rogamos a los lectores que puedan estar interesados en esta jornada, que se dirijan directamente a la Secretaría de ACHE (Att. Srta. Beatriz Gutiérrez Martínez de la Casa - ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos - Avda. Profesor Aranguren s/n - Ciudad Universitaria - 28040 Madrid - Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02) o a la página web de la Asociación (www.e-ache.net), donde, para las fechas en las que este número esté en sus manos, podrán obtener información más detallada sobre el programa definitivo, lugar y fecha de celebración o forma de inscripción.

III CONGRESO DE ACHE

PUENTES Y ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN

Zaragoza, 14 a 17 de noviembre de 2005



ache

LAS ESTRUCTURAS DEL SIGLO XXI

Sostenibilidad, innovación
y retos de futuro

PRESENTACIÓN

El Congreso Trienal de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE) tiene por objetivo servir de foro de debate y punto de encuentro a los técnicos españoles relacionados con las estructuras de hormigón y las estructuras mixtas de hormigón y acero, tanto de obra civil como de edificación.

Investigadores, docentes, fabricantes de materiales y equipos, proyectistas, directores de obra, constructores, organismos de control y empresas de mantenimiento se darán cita para poner en común los avances y novedades producidos en este campo.

Además de sus actividades ordinarias, el Congreso ha elegido un lema para esta edición: LAS ESTRUCTURAS DEL SIGLO XXI, con motivo del cual se organizarán una serie de mesas redondas, y se debatirá sobre temas de gran interés para la sociedad española, esperando que sus conclusiones sean una positiva aportación para ésta.

Zaragoza, lugar de celebración de este evento, es hoy ejemplo de modernidad y muestra indiscutible del lema elegido, habiéndose convertido en un punto estratégico de comunicaciones entre los dos grandes centros de actividad económica de nuestra nación.

Desde aquí queremos animar a todos los colectivos anteriormente mencionados a participar de forma activa en este Congreso, tanto con la aportación de comunicaciones, como con su presencia en las Sesiones Técnicas y en los debates que, como en ocasiones anteriores, se espera que sean de una gran riqueza.

Asimismo, se anima a las empresas del sector a presentar sus novedades y avances en la exposición comercial organizada al efecto, y que permitirá un conocimiento más directo de las nuevas posibilidades y técnicas de construcción de este tipo de estructuras.

Los organizadores confían en que este tercer Congreso sea comparable en calidad y nivel técnico a los anteriores, celebrados en Sevilla (1999) y Madrid (2002), por lo que anima a todos los Socios y no Socios de ACHE a contribuir a ello.

TEMAS DEL CONGRESO

Los temas que se tratarán en este Congreso Trienal serán los siguientes:

- Realizaciones.
- Investigaciones y estudios.
- Gestión de estructuras.

COMUNICACIONES

Los interesados en presentar comunicaciones al Congreso, deberán remitirlas antes del 1 de marzo de 2005.

En la página web de la Asociación <http://www.e-ache.net>, en el apartado correspondiente al III Congreso de Ache, se incluyen las instrucciones, los formatos y un ejemplo de comunicación en Microsoft Word. La extensión de las mismas deberá estar comprendida entre 6 y 12 páginas, incluida la portada. Las comunicaciones aceptadas por el Comité Científico para su exposición serán publicadas directamente de los originales recibidos, por lo que no se aceptarán formatos diferentes al indicado.

La comunicación o comunicaciones, en el formato indicado, se remitirán por correo electrónico a la dirección comunicaciones2005@e-ache.net. Se enviará acuse de recibo cuando las comunicaciones lleguen a la mencionada dirección.

LUGAR Y FECHA DE CELEBRACIÓN

El Congreso tendrá lugar en el Auditorio de Zaragoza del 14 al 17 de noviembre de 2005.

EXPOSICIÓN COMERCIAL

Durante la celebración del Congreso se tiene previsto organizar una exposición comercial, en la que las empresas y los organismos relacionados con el hormigón estructural puedan presentar sus productos, innovaciones y desarrollos.

COMITÉ ORGANIZADOR

Presidente:

D. Juan Carlos López Agüí

Vocales:

D. Javier Asencio Marchante

D. Manuel Burón Maestro

D. Jesús A. Collado López

D. Enrique González Valle

D. Carlos Jofré Ibáñez

D. Gonzalo López Pardos

D. Santiago Pérez-Fadón

D. José Manuel Pérez Latorre

D. Florencio del Pozo Vindel (Presidente del Comité Científico)

D. Fermín Molina García

D. Fernando Rodríguez García

Dña. Elvira Sánchez Espinosa

D. Julio Vaquero García

Secretario:

Dña. Conchita Lucas Serrano

PROGRAMA SOCIAL

El Congreso va a disponer de un programa social para participantes y acompañantes, en el que se incluirán visitas culturales y actos sociales. Un avance del mismo se distribuirá con el Segundo Anuncio del Congreso.

Museo del papel en Carballino. Una estructura de edificación singular

Carballino Paper Museum *An outstanding building structure*



Javier Estévez Cimadevila

Dr. Arquitecto

Catedrático de Universidad del Departamento de Tecnología de la Construcción
Universidad de A Coruña



Emilio Martín Gutiérrez

Dr. Arquitecto

Profesor Titular de Universidad del Departamento de Tecnología de la Construcción
Universidad de A Coruña

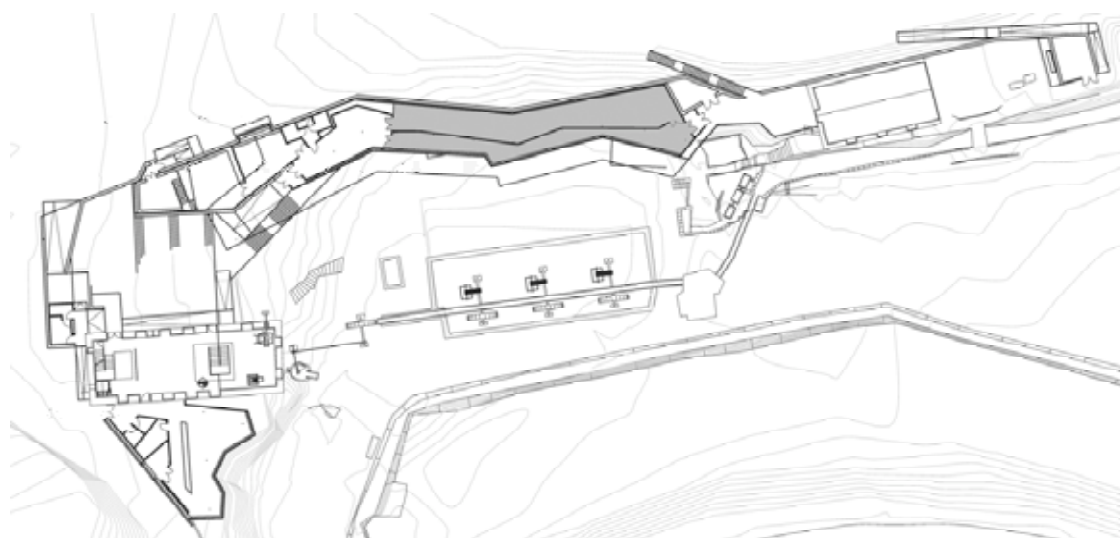


Figura 1. Vista en planta del conjunto.

RESUMEN

El presente artículo recoge las principales características de la estructura correspondiente al Museo del Papel en el Ayuntamiento de Carballino (Orense). Se trata de una propuesta singular donde el elemento básico es un muro de hormigón armado cuyo trazado sirve de patrón en la generación de la geometría arquitectónica. Desde un punto de vista estructural, dicho muro actúa como estructura de contención frente a los empujes del terreno, al tiempo que soporta en voladizo el volumen de cristal en el que se ubica la sala de exposiciones del museo.

SUMMARY

This article shows the main features of the Paper Museum structure in Carballino Council, Orense (Spain). The main

element of this outstanding proposal is a reinforced concrete wall that generates the architectural geometry. From a structural point of view, this element works as a retaining wall and at the same time it allows the glass volume of the exhibition hall to cantilever.

1. DESCRIPCIÓN DE CONJUNTO

El Ayuntamiento de Carballino promueve en el 2002 la construcción de un Museo del Papel que se ubica en la denominada finca Castelo. Se trata de un edificio de gran singularidad y enorme interés proyectado por el arquitecto José Manuel Gallego Jorreto. Si bien la intervención arquitectó-

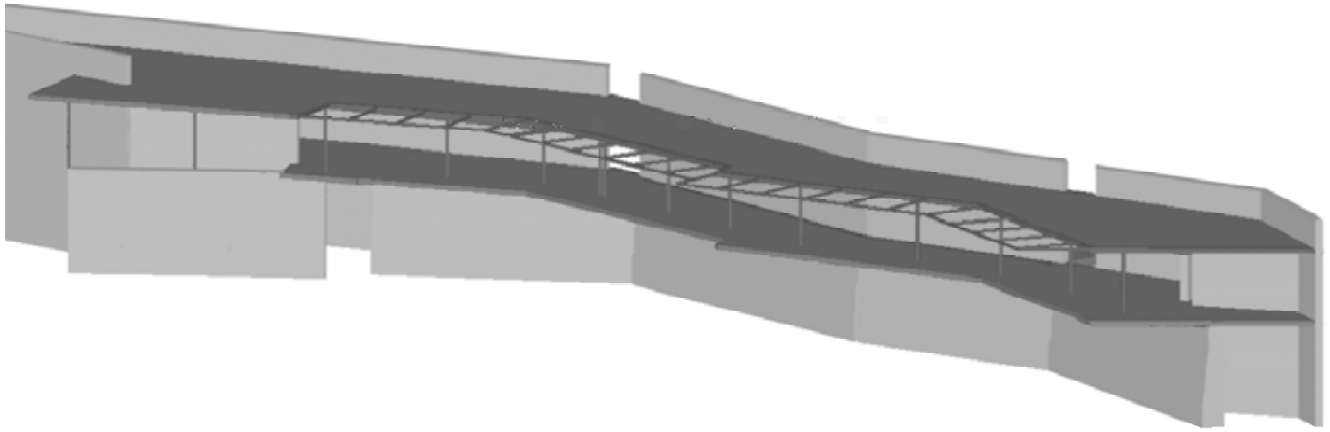


Figura 2. Axonometría de la propuesta estructural.

nica tiene un ámbito de actuación mayor, afectando incluso a la recuperación de edificaciones existentes, en una primera fase el proyecto contempla el diseño de la construcción principal. La propuesta de museo presenta un desarrollo claramente lineal, en el que la sugerente sucesión de espacios abiertos y cerrados se produce dentro de una geometría respetuosa con la topografía del emplazamiento (Figura 1). El edificio se adosa a la ladera existente, de acusada pendiente, conformando su elemento principal, la sala de exposiciones. Se trata de un volumen acristalado que, dispuesto en voladizo sobre el muro de contención, sobrevuela sobre el terreno, buscando la protección frente a las posibles crecidas previstas ocasionalmente en la zona con un muy amplio período de retorno.

Desde un punto de vista estructural el museo está constituido por una sucesión de muros que, al tiempo que conforman la geometría de los volúmenes arquitectónicos, sirven como elementos de contención de tierras y de soporte de los forjados (Figura 2). Estos se resuelven mediante losas macizas, en general de 22 cm de espesor constante. Dentro del conjunto, la zona más relevante se concentra en la sala de exposiciones (Figura 1, ámbito tramado). Estructuralmente, el problema reviste notable complejidad puesto que dicho muro debe contener una altura de tierras de 9,60 m y configurar la estructura soporte del volumen acristalado volado, en el que se desarrolla la citada sala de exposiciones. El forjado está proyectado en losa maciza de espesor variable, con un vuelo de hasta 5,60 m medido desde el trasdós del muro. La losa sirve asimismo de sustentación a unos soportes tubulares metálicos ($\varnothing 133.8$) que, conjuntamente con el propio muro, constituyen la estructura portante de la losa de hormigón armado de la cubierta. En este caso, los brise-soleil anclados al borde exterior de la losa de cubierta llegan a separaciones de hasta 8,60 m del trasdós del muro (Figura 4). La unión de los soportes tubulares a las losas de hormigón se realiza mediante un sistema de crucetas metálicas conformadas por perfiles UPN 100, de acuerdo con lo indicado en la Figura 3. Se ha optado por dicho sistema frente a una solución más convencional a base de placas base y pernos de anclaje, con el fin de conseguir un encuentro más rotundo y nítido entre el pilar y la superficie plana de la losa de hormigón, aumentando la sensación de esbeltez y ligereza de los soportes. Este

sistema de crucetas constituye una solución eficaz para resolver el problema del punzonamiento, solicitación especialmente delicada en casos como el presente, donde confluyen un espesor reducido de losa con pilares de muy pequeño diámetro. El empleo de perfiles de la serie UPN conformando una sección en I frente a la alternativa de perfiles IPN o HEB, se basa en asegurar una sección de alma suficiente conseguida con una altura reducida de perfil para garantizar unos recubrimientos adecuados.

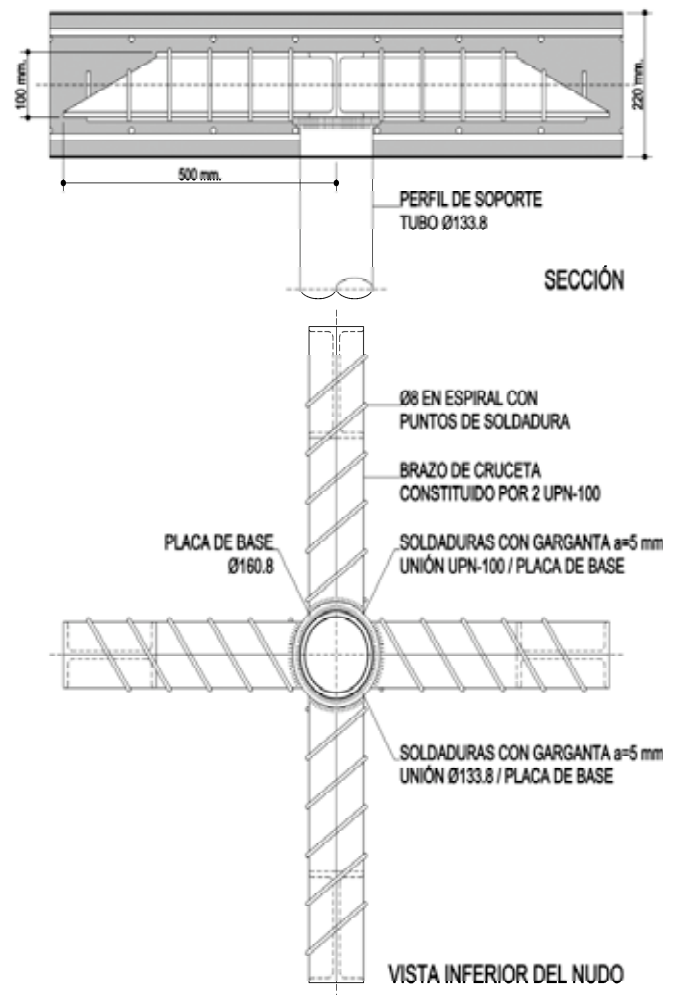


Figura 3. Detalle constructivo de cruceta.

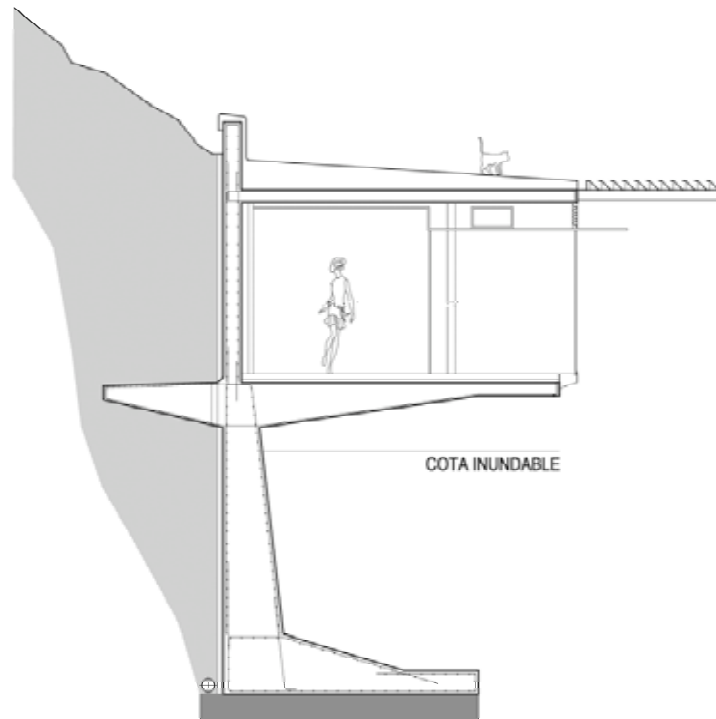


Figura 4. Sección transversal.

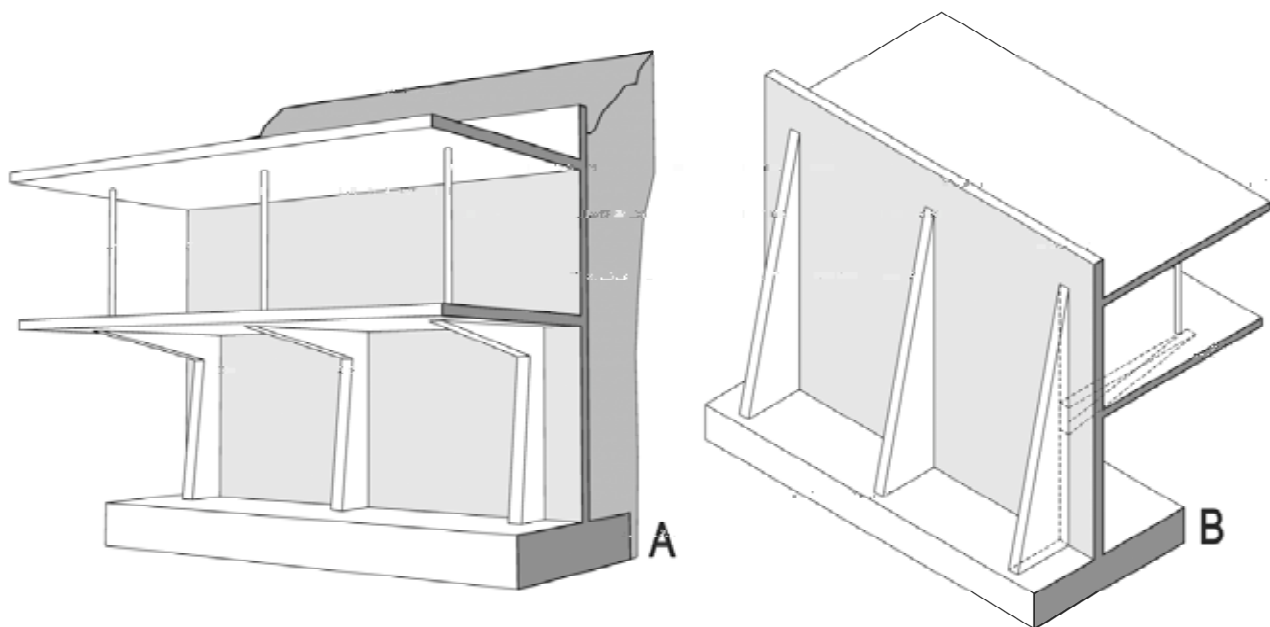


Figura 5. Propuestas con inclusión de contrafuertes.

2. PRIMERAS PROPUESTAS

El principal problema que se planteó desde el principio al proyectar esta estructura era no tanto la magnitud de los vuelos en sí, sino el comportamiento del conjunto desde el punto de vista de la estabilidad y de las deformaciones, como consecuencia de la desfavorable interacción entre las acciones gravitatorias y el empuje del terreno.

Las primeras propuestas, basadas en el anclaje del muro a la ladera posterior, fueron desechadas desde un punto de vista conceptual, en la idea de configurar un sistema de carácter

autoportante. Posteriormente, se tantearon nuevas alternativas contemplando la inclusión de contrafuertes dispuestos en continuidad con vigas de canto variable, resaltadas respecto a la losa de piso, que servían de apoyo a los pilares metálicos de cubierta. La primera opción (Figura 5-A), con contrafuertes dispuestos al intradós, se desechó por cuanto desde un punto de vista arquitectónico se pretendía una imagen en continuidad del muro. La segunda opción (Figura 5-B), con contrafuertes por el trasdós, asimismo fue desechada, puesto que si bien los contrafuertes quedaban ocultos, las vigas de apeo de los pilares seguían teniendo un acusado protagonismo formal no deseado.

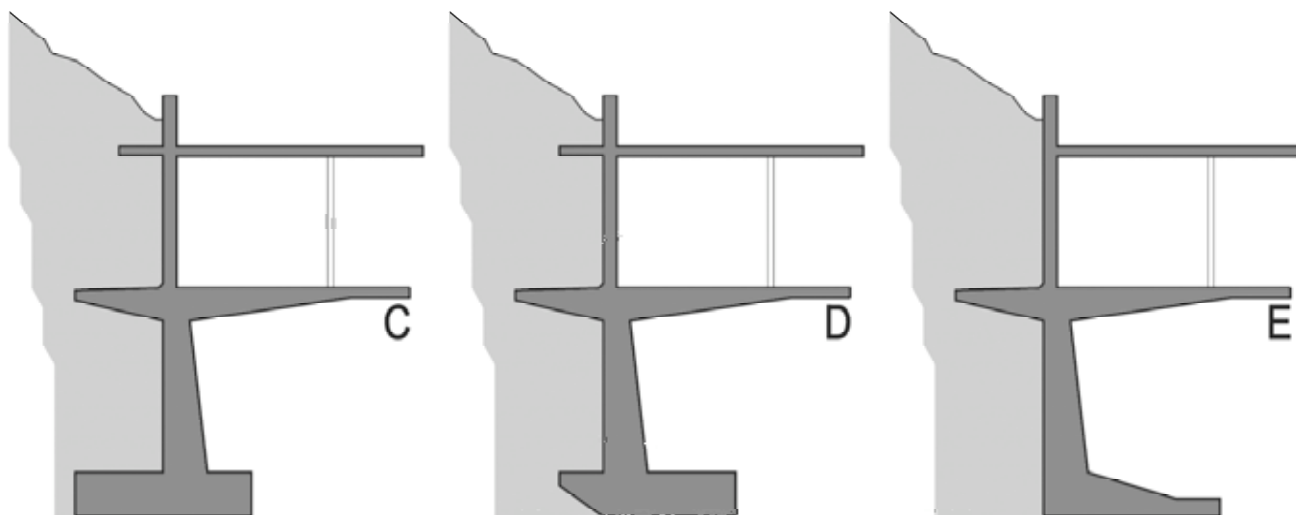


Figura 6. Propuestas con inclusión de bandejas.

Desechada la opción de contrafuertes, el estudio se centró en la disposición de un sistema de bandejas en el trasdós del muro (Figura 6). Se trata de una solución que, aunque no es de uso habitual, está ampliamente documentada en la bibliografía técnica. Sin embargo, el empleo de bandejas está vinculado de forma casi exclusiva a su utilización en muros de contención. En el caso presente, la singularidad de la solución estriba en que su consideración surge tanto de aminorar el efecto del empuje del terreno sobre la estructura, como de utilizarlo como contrapeso que contrarreste las acusadas deformaciones del espacio volado, al tiempo que colabora eficazmente en la estabilidad del conjunto. En consecuencia, la solución proyectada da una respuesta acertada al problema estructural consiguiendo la imagen arquitectónica de continuidad formal que constituía una de las premisas irrenunciables del diseño.

Dentro de las alternativas posibles con bandejas, la solución C es de gran eficacia pero presenta el inconveniente de un significativo incremento de excavación derivado del talón de la zapata. La solución D es la consecuencia lógica a la crítica anterior. No obstante, finalmente se ha recurrido a la alternativa E pues, a pesar de que la eliminación de la segunda bandeja resta algo de eficacia, la diferencia se compensa con la mayor simplicidad de ejecución, pues reduce de forma sustancial la intervención en el talud natural existente.

Al objeto de mostrar de forma cualitativa las ventajas que reporta en el comportamiento del conjunto la disposición de una bandeja posterior, la Figura 7 nos muestra los resultados obtenidos con ayuda de una modelización plana de elementos barra, que se ha calculado con un programa matricial desarrollado por los autores. Si bien se trata de una notable simplificación con respecto a la realidad, presenta la significativa ventaja de una cómoda visualización del comportamiento, lo que facilita la adopción de decisiones de diseño.

Los gráficos muestran claramente que son las acciones de tipo gravitatorio actuantes sobre los cuerpos volados las más significativas desde el punto de vista del comportamiento del conjunto. En este sentido, podemos observar que la flecha

máxima en punta de vuelo bajo acción gravitatoria es aproximadamente tres veces superior a la correspondiente a la actuación aislada del empuje del terreno. Asimismo, el desplazamiento en la coronación del muro resulta del orden de un 40% superior.

La consideración del efecto de contrapeso originado por el terreno situado sobre la bandeja posterior permite compensar en gran medida la deformación debida a la actuación de las restantes cargas. Esta cuestión se ha traducido en que, bajo la hipótesis de actuación simultánea de todas ellas, se alcanza una reducción del 43,70% en la flecha máxima asociada al extremo del vuelo, con relación a la opción de la estructura sin bandeja. Asimismo, el movimiento horizontal disminuye en un 51,74%. Por otra parte, las ventajas a nivel de esfuerzos son también enormemente significativas, dado que el momento flector máximo, correspondiente al enlace del muro con la zapata, pasa a ser el 48,26% del que obtendríamos si eliminásemos la referida bandeja.

La definición geométrica de la solución y, en particular, el vuelo final de la bandeja, se ha concretado en base a las consideraciones anteriores y al análisis de costes en términos de excavación y dimensionado resistente. Este planteamiento nos ha inducido a no contrarrestar la totalidad de la deformación del cuerpo volado del museo exclusivamente con el efecto de la bandeja. Como consecuencia de lo anterior, hemos optado por aplicar una ligera contraflecha cuya magnitud se ha determinado a partir del mapa de isovalores correspondiente al análisis tridimensional de la estructura.

En conclusión, la opción finalmente adoptada presenta las siguientes ventajas:

- Por una parte, nos permite prescindir del talón en la zapata. Ello es así dado que el efecto favorable frente al vuelco y deslizamiento que proporciona el talón se consigue de idéntica manera con la bandeja ejecutada a una cota superior. Sin embargo, esta disposición presenta una significativa ventaja al reducir de forma drástica las necesidades de excavación.

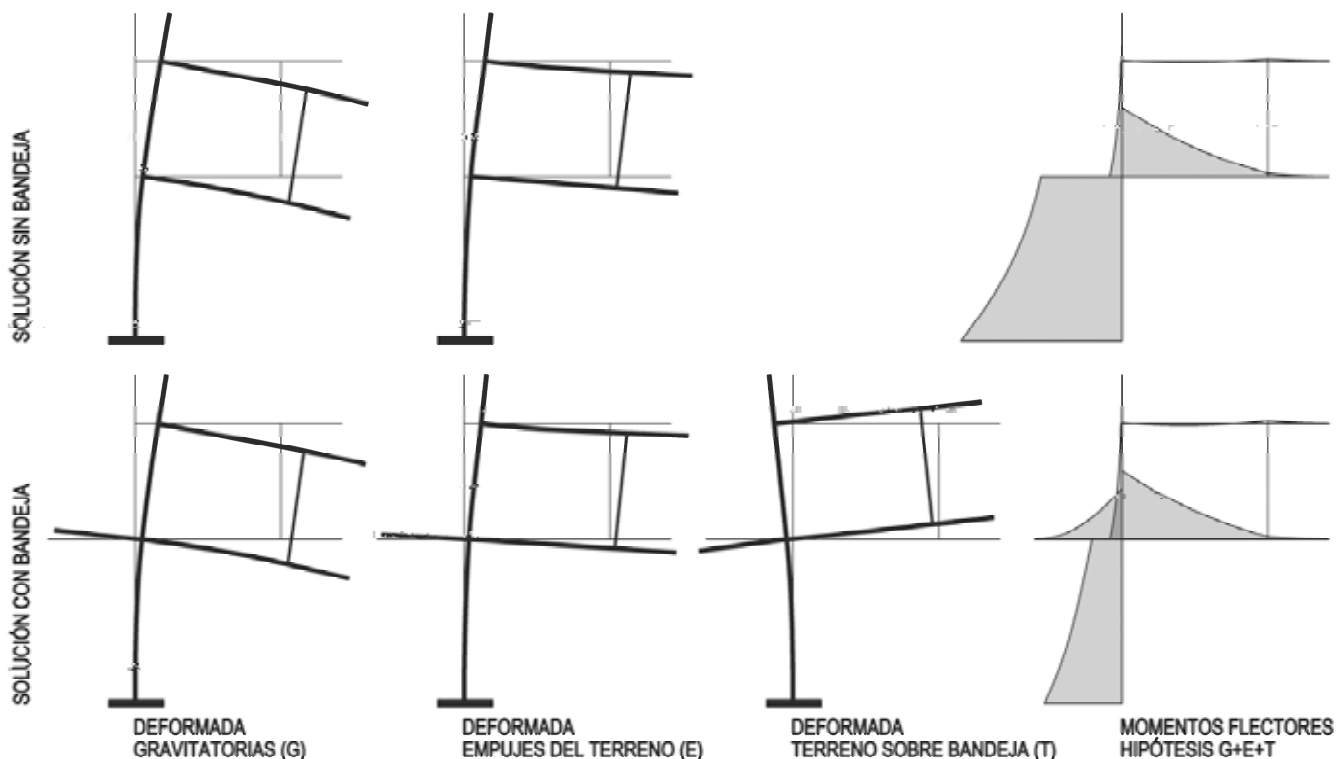


Figura 7. Resultados de la modelización plana.

- La bandeja reduce los empujes sobre el alzado del trasdós del muro; al mismo tiempo, el peso del terreno situado sobre ella permite compensar, en la medida que deseemos, los esfuerzos generados tanto por el propio empuje de tierras como los debidos a los considerables voladizos en que se desarrolla el museo.
- Finalmente, las dimensiones y ubicación de la bandeja han permitido reducir las deformaciones del conjunto de forma que se satisfacen con holgura las condiciones de uso requeridas.

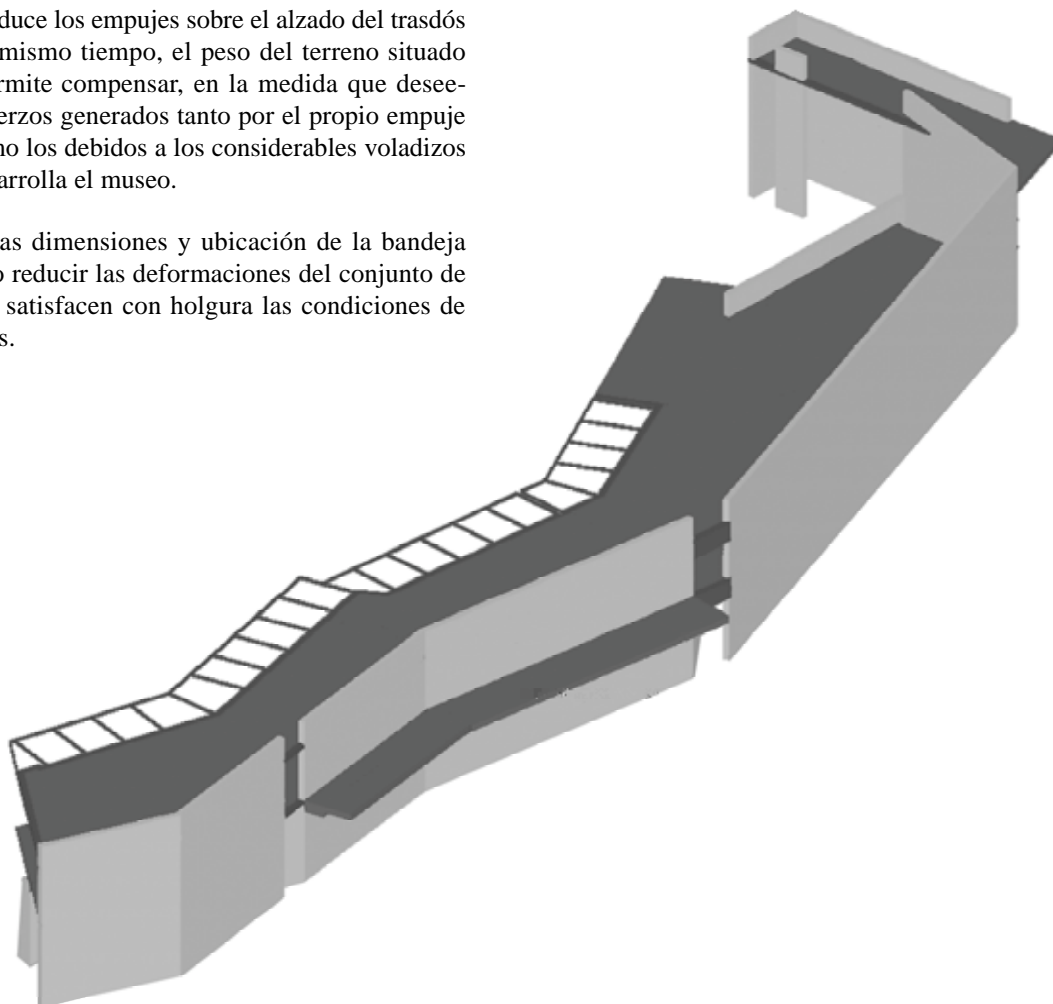


Figura 8.

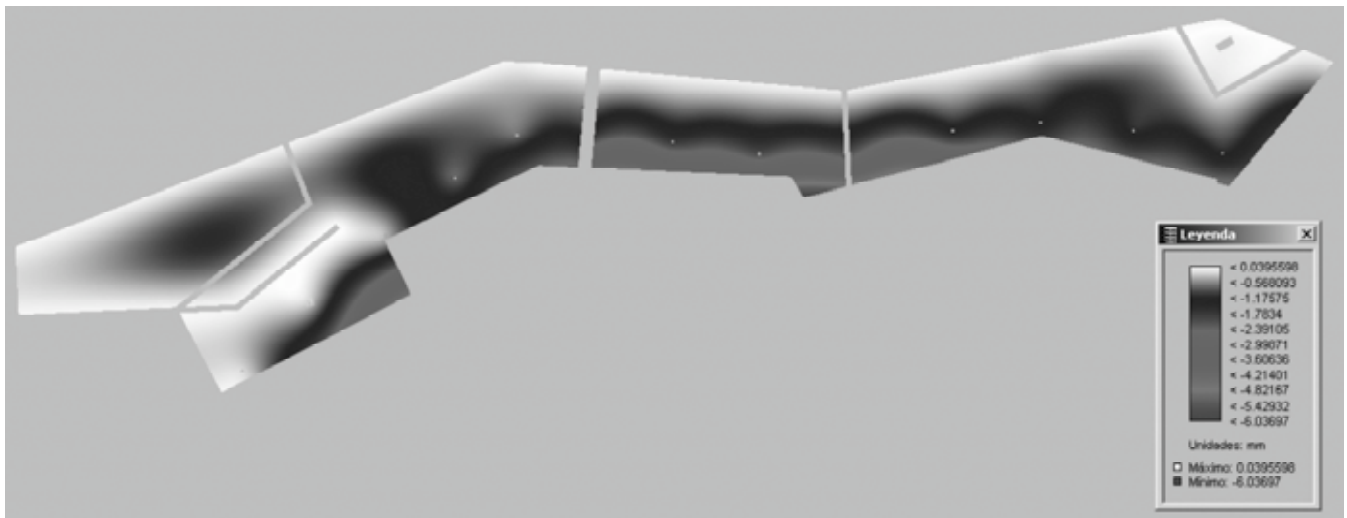


Figura 9. Desplazamientos verticales de la losa de cubierta.

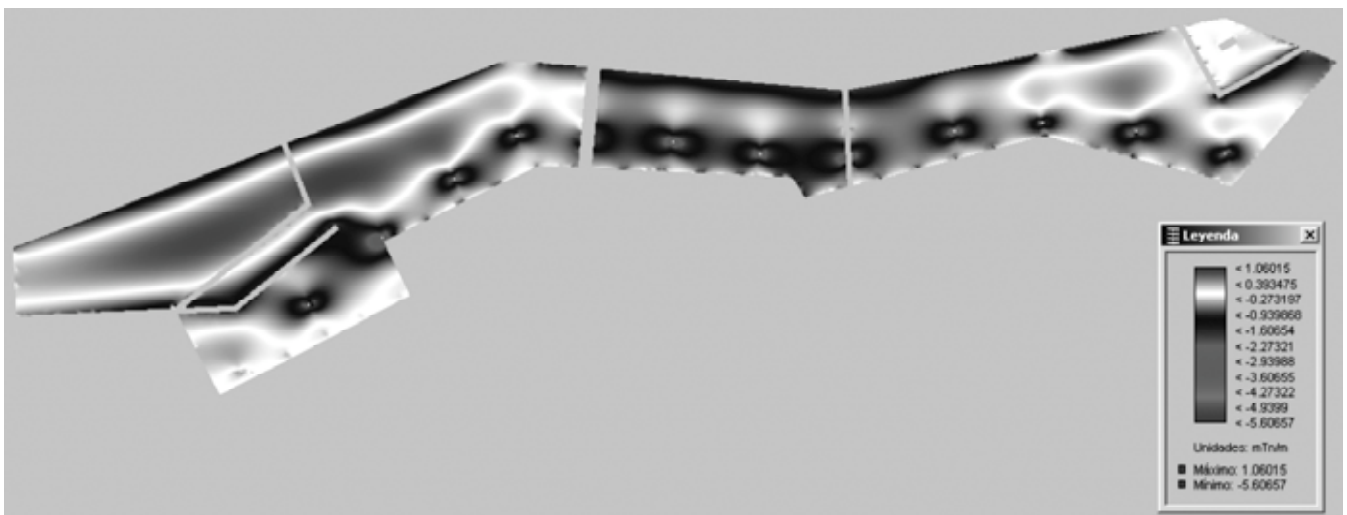


Figura 10. Momentos flectores en la losa de cubierta.

3. MODELIZACIONES EMPLEADAS EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Una primera cuestión que se suscitó al plantear las modelizaciones que luego se detallan, se refiere a la incidencia que podría tener el comportamiento de la zapata en la estabilidad del conjunto. Sin embargo, el plano de asiento de la cimentación coincide con la cota de rechazo obtenida en los ensayos de penetración y en las calicatas realizadas. El estudio geotécnico elaborado pone de manifiesto la existencia de un sustrato rocoso de naturaleza gneésica con un grado II de meteorización, según clasificación ISRM, lo que es equivalente a un nivel de débil meteorización. Se trata, por tanto, de un terreno muy poco compresible, con un módulo de Balasto K_{30} situado claramente por encima de 3 N/mm^3 . En consecuencia, puede aceptarse con total fiabilidad la inexistencia de giro en la zapata y modelizar como empotramiento el enlace del muro con la cimentación. En todo caso, las dimensiones y forma adoptados para el cimiento en la hipótesis pésima es tal que la resultante de las acciones en valores de cálculo pasa sensiblemente por el centro de gravedad del plano de asiento de la zapata, lo que optimiza la respuesta tensional del terreno.

Partiendo de las premisas anteriores, el análisis estructural se ha afrontado utilizando dos técnicas de cálculo numérico: cálculo matricial a partir de elementos lineales, y modelización mediante elementos finitos.

En primer lugar, tal y como hemos señalado en el apartado anterior, se ha analizado el comportamiento de secciones transversales del edificio por medio de cálculo matricial, empleando para ello una modelización plana con elementos de tipo barra. Esta opción se ha utilizado como una herramienta simple y eficaz en la toma de decisiones de diseño.

El siguiente nivel de aproximación se ha realizado estudiando el conjunto mediante el programa Cypecad versión 2003.2a, de Cype Ingenieros, que combina en su discretización elementos finitos tipo lámina gruesa tridimensional de forma triangular, con seis nodos en los vértices y en los puntos medios de los lados, para los muros, y mallas de elementos finitos tipo barra de tamaño máximo 25 cm., para los paños de losa maciza. La Figura 8 nos muestra una vista tridimensional del modelo generado. Los resultados obtenidos pusieron de manifiesto un alto grado de aproximación entre

los resultados del análisis de conjunto y los obtenidos con los modelos planos, lo que valida las decisiones de diseño adoptadas. En las Figuras 9 y 10 se recogen en forma de isovalores los desplazamientos y momentos flectores transversales correspondientes al nivel de la losa de cubierta.

Finalmente, los resultados se contrastaron asimismo con una modelización resuelta mediante elementos finitos isoparamétricos de tipo volumétrico de 20 nodos, en combinación con elementos laminares isoparamétricos de 8 nodos. En esta fase se recurrió a la aplicación Ansys, de Swanson Analysis Systems, Inc.

La definición geométrica se ha elaborado bajo un entorno de diseño asistido por ordenador. Esta técnica se desarrolla en nuestro grupo de investigación fundamentalmente como respuesta a la dificultad de descripción topológica de una estructura compleja (como es el caso de determinadas construcciones históricas), recurriendo exclusivamente al denominado preprocesador de la aplicación de cálculo. A esta situación se une el hecho de que los levantamientos, así como los documentos de proyecto, se suelen confeccionar recurriendo a entornos cad. Atendiendo a estas cuestiones, se plantea la posible conexión entre tales programas y Ansys, sirviéndonos de la codificación tradicional de archivos de intercambio. De este modo, la configuración geométrica del modelo se elabora en el formato de dibujo, básicamente mediante una estructura alámbrica preliminar que se complementa con superficies multifaceta a efectos de definir los puntos clave, líneas, arcos, áreas y volúmenes implicados en el sistema. Todas estas categorías son reordenadas internamente por el sistema de conversión implementado, facilitando con ello la lectura e interpretación del modelo geométrico. Asimismo, en el fichero de comandos subsiguiente, se procede a incluir las oportunas

condiciones de enlace, así como las diversas hipótesis combinatorias de carga y/o empuje que se pretenden valorar. Cabe reseñar que los archivos de entrada así obtenidos, antes de su procesado bajo Ansys, son fácilmente parametrizados con el objeto de manejar y comparar el rendimiento de diversas alternativas. En el caso concreto que aquí se describe se tantean fundamentalmente diversos vuelos de bandeja y diferentes configuraciones de zapata. Los estudios desarrollados permiten optimizar el esquema básico de diseño, en términos de contrarrestar las deformaciones derivadas de las acciones gravitatorias aplicadas en las estancias del museo y de los posibles empujes del terreno sobre el trasdós, en los términos previamente descritos.

Asimismo, se ha incluido en el modelo una porción significativa del terreno ubicado bajo el cimiento, contemplando las propiedades mecánicas deducidas en el estudio geotérmico ya aludido y comentado. La muy reducida compresibilidad del sustrato, y el centrado de la respuesta resistente en la hipótesis pésima, se traducen en diferencias totalmente despreciables a todos los niveles. Esta conclusión permite operar sobre el modelo más simple de las figuras 11 y posteriores que, por otra parte, se comporta con un sensible acuerdo respecto de la idealización previa de elementos barra, vinculada a través de un empotramiento en su base.

Los resultados obtenidos en el análisis, para cada una de las modernizaciones descritas, han puesto de manifiesto, tanto a nivel de deformaciones como de esfuerzos, una alta concordancia de resultados. Esta conclusión avala el procedimiento que se ha seguido en la elaboración del proyecto de la estructura, donde las modernizaciones planas, gracias a su sencillez, han constituido herramientas de gran utilidad en las fases iniciales de toma de decisiones de diseño estructural.

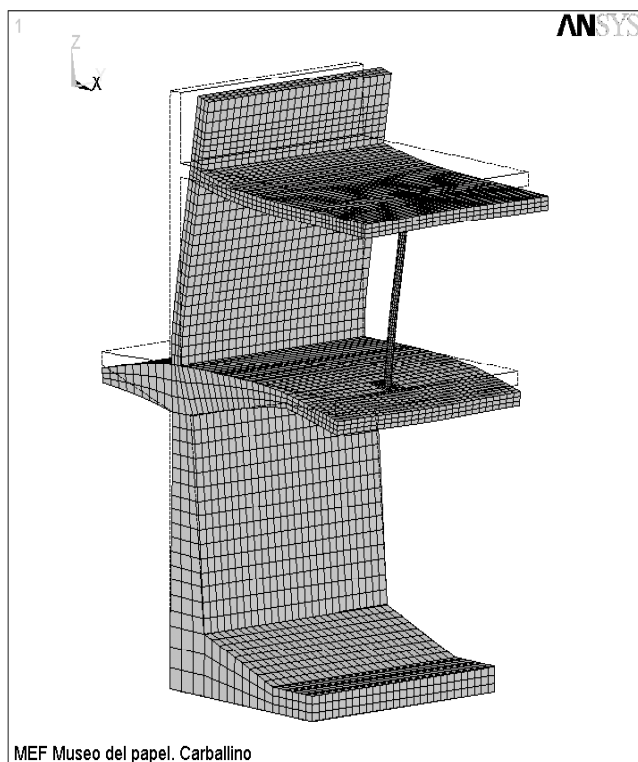


Figura 11. Deformada bajo hipótesis de carga total.

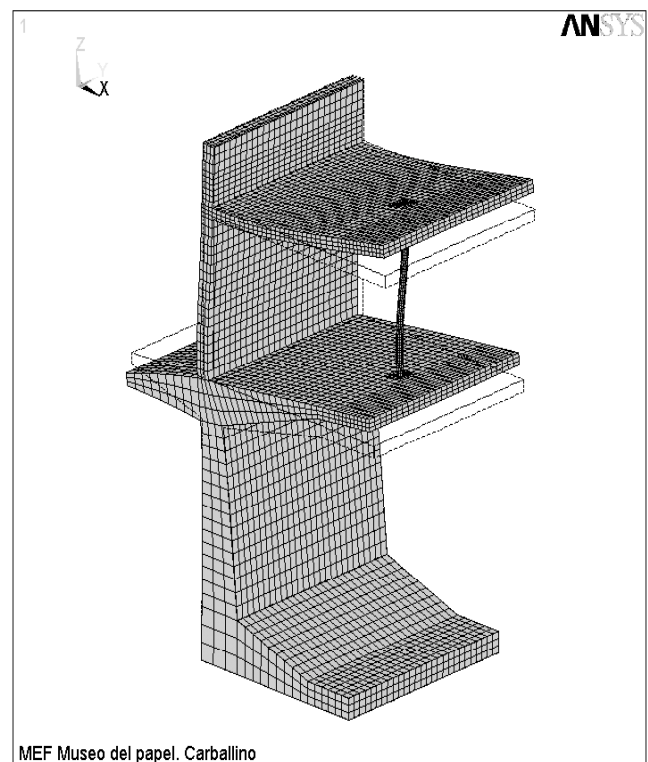


Figura 12. Deformada ante la acción del terreno.

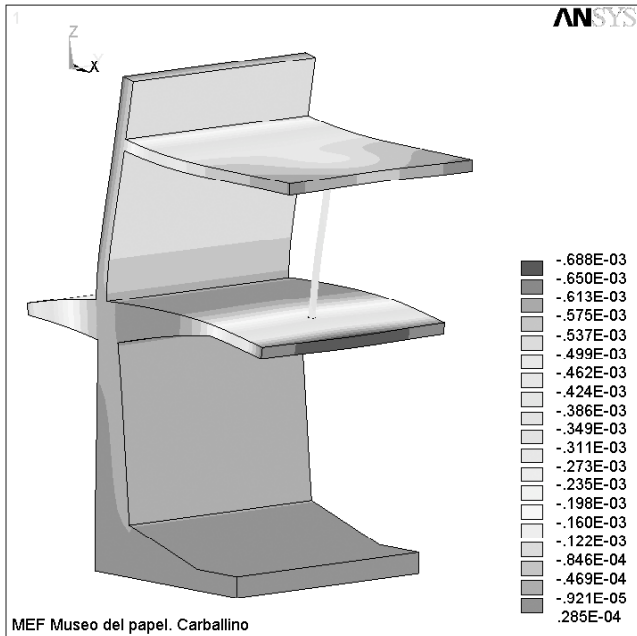


Figura 13. Desplazamiento de U_z . Carga total.

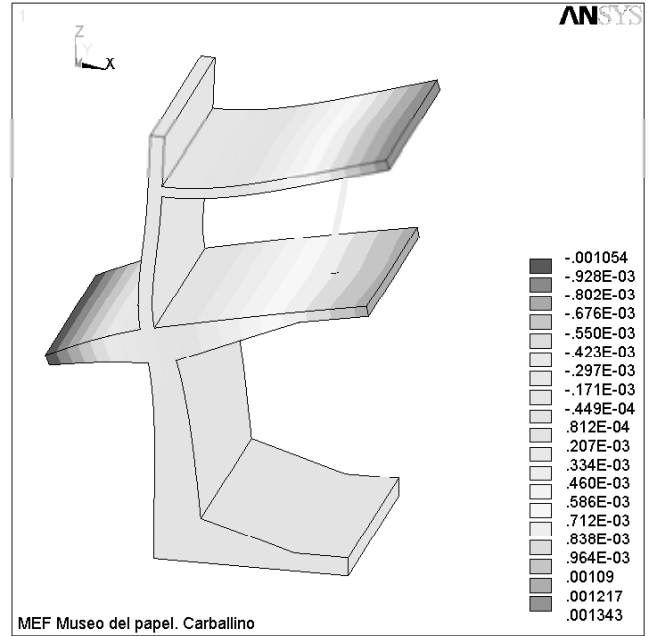


Figura 14. Desplazamiento de U_z . Acción del terreno.

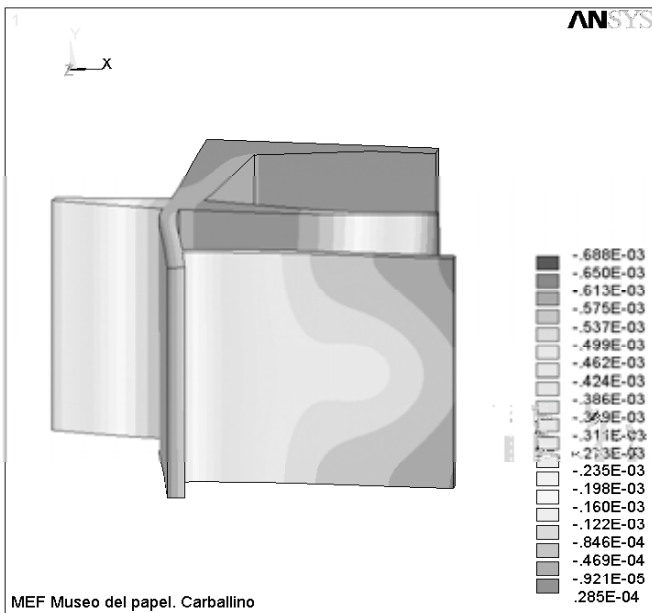


Figura 15. Desplazamiento de U_z . Losa de cubierta. Carga total.

4. CONCLUSIONES

La solución planteada constituye una interesante muestra de cómo el diseño estructural, más allá de resolver los problemas resistentes, se erige en un elemento básico en la definición de la propuesta arquitectónica

Por otro lado, la solución planteada pone de manifiesto que la utilización de un sistema de bandejas dispuestas en el trasdós del muro constituye un sistema estructural sumamente eficiente. En el presente caso, su justificación obedece, no sólo al deseo de aminorar los efectos del empuje del terreno, sino también a contrarrestar el importante voladizo en que se desarrolla el edificio.

Finalmente, la utilización de modelos simples de cálculo, adecuadamente escogidos, se convierte en un eficaz instrumento para orientar y validar el diseño estructural, pues aún a un sencillo manejo en la introducción de datos e interpretación de resultados, con un razonable nivel de precisión.

Confinamiento de pilares cuadrados de hormigón armado con encamisado prefabricado de material compuesto

Confinement of RC square columns using prefabricated composite jacketing

◆
Ricardo Perera Velamazán

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

◆
Alfonso Recuero Forniés

Dr. Ingeniero de Caminos
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC, Madrid, España

◆
Ana de Diego Villalón

Ingeniero de Caminos
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC, Madrid, España

◆
Cecilio López Hombrados

Ingeniero de Caminos
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC, Madrid, España

RESUMEN

El encamisado de pilares de hormigón armado contribuye a aumentar su resistencia a compresión y su ductilidad. Este método, por tanto, posibilita la reparación o el reacondicionamiento de pilares existentes cuyas condiciones hayan cambiado con respecto al proyecto original. Habitualmente se han utilizado camisas de acero. Sin embargo, en los últimos años, se han empezado a utilizar también camisas de material compuesto. Este material posee una serie de ventajas que hacen muy atractiva su utilización como así se ha comprobado en pilares circulares. Sin embargo, en pilares cuadrados la eficiencia no es tan evidente. Para verificar el funcionamiento de un sistema de refuerzo de pilares de hormigón armado de sección cuadrada mediante camisas prefabricadas de polímeros reforzados con fibras se han realizado una serie de ensayos de compresión junto con algunos estudios numéricos. Todos estos estudios se presentan en este trabajo.

SUMMARY

Jacketing of reinforced concrete columns enhances their strength and ductility. This method, therefore, makes possible the repairing or retrofitting of existing columns in which the conditions have changed in relation to the original design. Usually, steel jackets have been used. However, in recent years, composite jackets have been used increasingly. This material has many advantages which make attractive its use as it has been checked for circular columns. However, for

square columns the effectiveness is not so evident. In order to verify this, some compression tests and some numerical studies have been performed on square reinforced concrete columns strengthened using prefabricated fibre-reinforced polymer jackets. The results are presented in this paper.

1. INTRODUCCIÓN

La capacidad de carga de pilares de puentes y edificios sujetos a compresión desempeña un papel esencial en la seguridad de este tipo de estructuras. Con respecto al proyecto original, muchas de estos pilares necesitan de una reparación o reacondicionamiento debido a causas como el incremento de la carga de servicio a soportar a lo largo de su vida útil (cambios en las normativas, cambios en la función de la estructura, ensanches de la estructura...), la incapacidad de soportar cargas excepcionales (impactos, terremotos...), errores durante el proyecto y la construcción o degradación causada por la corrosión del acero. El confinamiento de este tipo de pilares permite mejorar su capacidad de carga y, en caso de rehabilitación sísmica, también su ductilidad. Las técnicas de confinamiento tradicionales se basan en el encamisado de la columna con hormigón o acero [1]. Sin embargo, recientemente, se han empezado a emplear también materiales compuestos como método de mejora del confinamiento. Este tipo de refuerzo, empleado originalmente para aumentar la ductilidad de pilares en zonas sísmicas [2,3], se está extendiendo también a pilares de estructuras localizadas en zonas no sísmicas con el propósito de mejorar su capacidad de carga

axial. Entre otras ventajas, este material es más durable, más ligero, reduce el mantenimiento y es más rápido de instalar. Piénsese que los refuerzos con camisas de material compuesto se realizan con pocos operarios y no requieren utilizar maquinaria pesada con todo lo que ello supone de cara a la permanencia en servicio de la estructura. Además, los materiales compuestos, a diferencia del acero, se comportan elásticamente hasta su ruptura y, por tanto, ejercen una presión de confinamiento creciente con el aumento de la carga axial. El interés creciente provocado por el uso de encamisados de material compuesto para el confinamiento de pilares de hormigón se refleja en la gran cantidad de publicaciones de investigación experimental aparecidas sobre este tema especialmente en los últimos años.

Existen varios métodos de llevar a cabo el refuerzo de pilares con camisas de material compuesto. Un método, bastante extendido, consiste en aplicar manualmente sobre el pilar fibras impregnadas en la resina que al curar configuran la camisa. Esta aplicación puede hacerse también mediante una máquina que impregna las fibras en un baño de resina antes de enrollarlas alrededor del pilar fabricando una camisa de espesor, porcentaje de fibras y orientación de las mismas controlados. El principal inconveniente de este tipo de métodos reside en el cuidado especial que requiere su ejecución al ser un método de fabricación in-situ. Otros métodos consisten en la envoltura del pilar utilizando una o varias piezas prefabricadas que se adaptan a la geometría del pilar y que poseen aberturas para facilitar su colocación [4,5].

Además, el encamisado, según el método de reacondicionamiento empleado, puede ejercer una acción de confinamiento pasiva o activa sobre el pilar de hormigón. En el primer caso, la camisa se coloca directamente sobre el pilar; con esta configuración las fibras de la camisa sólo empiezan a trabajar cuando el hormigón se expande [4]. La presión de confinamiento es, por tanto, resultado de la reacción de la camisa contra la expansión lateral de la sección transversal del pilar al ser comprimida axialmente. Por el contrario, en los refuerzos activos las fibras se ponen en tensión, bien al ser envueltas alrededor del pilar o bien por presión inyectando mortero de cemento o resina epoxi en la separación habilitada entre la camisa y el pilar [6].

En la mayor o menor efectividad del confinamiento con camisas de material compuesto influyen parámetros como la resistencia del hormigón, los tipos de fibras y resinas, el porcentaje de fibras en volumen y la orientación de las fibras en la camisa, el espesor de la camisa (o número de capas), la adherencia en la interfase entre el hormigón y la camisa, la forma de la sección y la esbeltez del pilar. La eficiencia del confinamiento queda garantizada si todos estos factores se consideran adecuadamente en el diseño del refuerzo como demuestran muchos estudios y aplicaciones llevados a cabo sobre pilares circulares [4,6,7].

Sin embargo, al ser el refuerzo menos efectivo, se han llevado a cabo pocos trabajos sobre pilares de sección cuadrada o rectangular aun siendo muy habituales en el parque estructural de cualquier país. Por ello, en el presente artículo se describe el estudio que el Instituto Eduardo Torroja, en colaboración con el Departamento de Mecánica

Estructural de la ETS de Ingenieros Industriales de la UPM, está llevando a cabo sobre el reacondicionamiento de pilares cuadrados. Para el refuerzo, se ha empleado un método de confinamiento activo con camisa prefabricada desarrollado por el Departamento de I+D de la empresa NECSO.

Considerando valores diferentes de los parámetros de confinamiento enumerados anteriormente se han realizado ensayos sobre una serie de pilares cuadrados de hormigón armado a fin de evaluar la efectividad del confinamiento. Asimismo, a fin de establecer predicciones analíticas fiables del comportamiento a compresión de pilares cuadrados confinados con camisas de material compuesto se ha calibrado un modelo numérico basado en la generalización propuesta en [8] para confinamiento con material compuesto al modelo de Mander et al [9] desarrollado originalmente para cercos de acero.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Descripción de las probetas

Se han ensayado 10 pilares de hormigón armado de 2.05 m de altura y 0,29 x 0,29 m de sección con cuatro barras de acero de 0.016 m de diámetro como armadura longitudinal y cercos de 0.008 m de diámetro cada 0.2 m. Se han utilizado hormigones con resistencias altas y bajas. Para los hormigones de resistencias altas se tiene una resistencia media de 60 MPa en el momento del ensayo mientras que para los de baja resistencia el valor medio es cercano a 28.5 MPa. Para evaluar la efectividad del confinamiento, dos pilares se han dejado sin reforzar, como pilares referencia, y los ocho restantes se han reforzado con camisas constituidas por fibras de carbono o de vidrio con distintas configuraciones y espesores como se muestra en la Tabla 1. Asimismo, las propiedades de las camisas se muestran en la Tabla 2.

Se han tomado, por tanto, como variables del ensayo la resistencia del hormigón, el tipo de fibras y la orientación de las mismas.

2.2. Método de refuerzo

Se ha ensayado un método de refuerzo activo con camisas de material compuesto prefabricadas propuesto por la empresa NECSO. Las camisas se han fabricado mediante un proceso controlado de presión y temperatura con fibras de vidrio y carbono y resina. Estas camisas constan de una sección cuadrada abierta por uno de sus lados a fin de facilitar su colocación en la columna de hormigón y con una longitud de 0.2 m de solape (Figura 1).

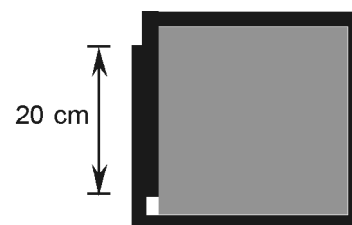


Figura 1. Configuración de la camisa.

Tabla 1. Descripción de las probetas

Nº de probeta	Resistencia del hormigón	Tipo de camisa	Orientación de las fibras	Espesor de la camisa [mm]
1	Baja	Ninguna	-	-
2	Baja	Carbono	(0,90,0)	1.5
3	Baja	Carbono	(0,90,0)	1.5
4	Alta	Carbono	(0,90,0)	1.5
5	Alta	Carbono	(0,90,0)	1.5
6	Baja	Vidrio	(0,90) ₂ *	2.4
7	Baja	Vidrio	(+/-45) ₂ *	2.4
8	Alta	Vidrio	(0,90) ₂ *	2.4
9	Alta	Vidrio	(+/-45) ₂ *	2.4
10	Alta	Ninguna	-	-

* La configuración de fibras indicada entre paréntesis se repite dos veces.

Tabla 2. Propiedades de los laminados que forman las camisas

Fibra del laminado	Carbono	Vidrio	Vidrio
Resina del laminado	Epoxi	Epoxi	Epoxi
% de fibra	52.5	55	55
Configuración de las fibras	(0,90,0) ¹	(+/- 45) ¹	(90,0) ¹
E ₁ (GPa) ²	72	15	19
E ₂ (GPa) ³	36	15	19
G ₁₂ (GPa)	4.23	9.3	3.4
v ₁₂	0.06	0.62	0.17

¹: siendo 90° la dirección del eje del pilar.
²: Módulo de elasticidad de la camisa en dirección perpendicular al eje del pilar.
³: Módulo de elasticidad de la camisa en dirección paralela al eje del pilar.

Antes de la colocación de la camisa, la superficie del pilar se ha limpiado adecuadamente y se han achatado sus esquinas. En pilares cuadrados, la presión de confinamiento se transmite al hormigón principalmente en las cuatro esquinas, dando como resultado un volumen reducido de hormigón confinado [10,11]. Por ello, el radio de curvatura de las esquinas del pilar se convierte en un factor determinante del proceso. De la experiencia de ensayos anteriores se ha decidido adoptar radios de curvatura superiores a 0.03 m.

Una vez colocada la camisa y con el adhesivo del solape endurecido, se ha inyectado un mortero a presión en la holgura existente entre el pilar y la camisa. Con este procedi-

miento se consigue un contacto pleno entre el pilar y la camisa, que es esencial para que el confinamiento sea efectivo, y, además, se inducen inicialmente tensiones de tracción en la camisa. Se crea, por tanto, una presión activa en torno a los pilares. La ventaja de esta presión inicial reside en que se reducen la dilatación radial del hormigón y su fisuración.

2.3. Procedimiento de ensayo

Los diez pilares se han ensayado a compresión simple en una prensa estática ICON de 10000 kN de capacidad de carga. Se ha registrado la carga aplicada mediante un captador de

presión extensométrico de 5 kN/cm^2 situado en la entrada de aceite al actuador de la prensa. Para medir la deformación longitudinal del pilar se han colocado en su parte central, sobre una base de medida de 1 m , cuatro captadores de desplazamiento (uno en cada cara) de 5 mm de rango y 0.001 mm de precisión. La deformación transversal se ha medido con cuatro captadores de desplazamiento de 2.5 mm de rango y 0.001 mm de precisión situados en el punto medio de cada cara. Además se han medido las deformaciones en superficie en distintos puntos mediante bandas extensométricas PL-30 de Tokkyo Soki en los pilares de hormigón sin confinar, y bandas uniaxiales BFLA 5-5 Tokkyo Soki y triaxiales CA-06-250 UR-120 Micro Measurement en las camisas de FRP.

En la Figura 2 se muestra una de las probetas durante el ensayo.

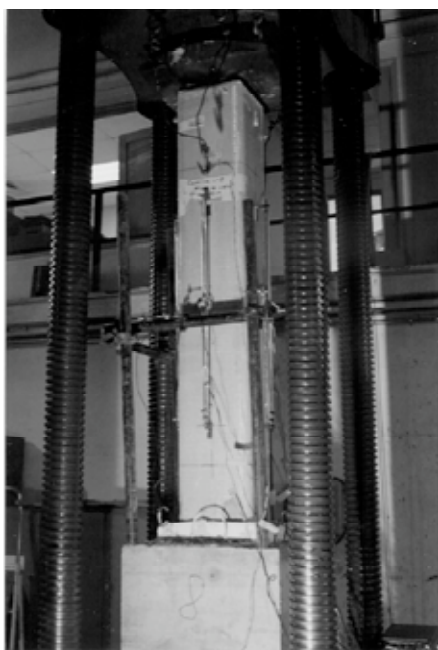


Figura 2. Probeta en disposición de ensayo.

tras un ruido de chasquidos cada vez más continuo y estridente. Comparando el modo de fallo en cada uno de los pilares no es posible establecer conclusiones adecuadas sobre la influencia que cada una de las variables del pilar reforzado puede tener sobre el tipo de fallo lo que demuestra la importancia de la calidad y la habilidad en la instalación de este tipo de refuerzo.

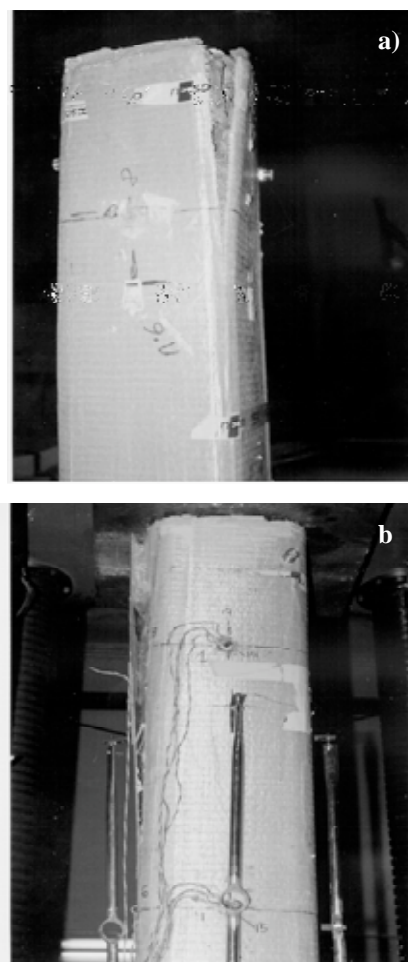


Figura 3.

- (a) Modo de fallo por rotura de la camisa
(b) Modo de fallo por despegue del solape.

2.4. Resultados experimentales

El fallo de todos los pilares reforzados se produjo o por despegue de las camisas en la zona de solape o por ruptura de la camisa en una de las esquinas superiores y posterior progresión a lo largo de la longitud del pilar (Figura 3). Ambos modos de fallo se produjeron de una forma limpia y repentina

En la Figura 4 se muestran las curvas carga-deformación axial registradas en tres pilares constituidos por hormigón de baja resistencia sin camisa (Probeta 1), con camisa de fibra de

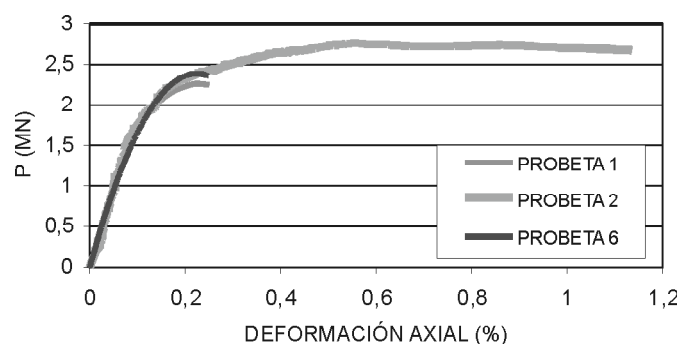


Figura 4. Curvas carga-deformación vertical para el hormigón de baja resistencia.

carbono (Probeta 2) y con camisa de fibra de vidrio (Probeta 6). El valor de la deformación se obtiene como promedio de los valores medidos por los captadores verticales en las cuatro caras. Al ser un ensayo controlado en carga no se representa la pendiente de caída de las curvas. De la comparación de estas curvas se pueden extraer una serie de conclusiones. En los primeros estados de carga la influencia del encamisado no es significativa a pesar del confinamiento activo y se puede afirmar que el coeficiente de dilatación transversal en este estado es similar para el hormigón confinado y sin confinar. Si se toma como rigidez de confinamiento el producto del módulo de elasticidad por el espesor se tiene una rigidez para la camisa de fibra de carbono de 108 MN/m mientras que para la de fibra de vidrio este valor es 45.6 MN/m. Esta diferencia se refleja en la efectividad alcanzada con el confinamiento en ambos casos. El incremento de resistencia conseguido con el encamisado de fibra de carbono es aproximadamente del 21% mientras que para la fibra de vidrio este valor es sólo del 5%. Además la mayor rigidez de la camisa de fibra de carbono produce un aumento de ductilidad interesante con respecto al pilar sin confinar. En el caso de la camisa de fibra de vidrio no se ha podido mostrar la zona de la curva posterior al valor máximo de la carga al tratarse de un ensayo controlado en carga; sólo se han obtenido valores hasta que el hormigón alcanza una deformación de 0.2%, valor para el cual se alcanza la dilatación transversal máxima, que corresponde aproximadamente a la deformación asociada al valor máximo de tensión del hormigón sin confinar. Sin embargo, experiencias anteriores sugieren que el aumento de la capacidad de disipación energética del hormigón confinado respecto al hormigón sin confinar decrece a medida que lo hace la rigidez de la camisa.

En caso de utilizar una orientación [+/-45] para las fibras de vidrio (Probeta 7) el incremento de resistencia obtenido apenas difiere del de la probeta 6 (orientación [0,90]) ya que las rigideces de confinamiento son muy similares en ambos casos.

En la Figura 5 se muestran las curvas carga-deformación axial obtenidas para dos pilares de hormigón de resistencia más alta sin camisa (Probeta 10) y con camisa de fibra de vidrio (Probeta 8). Fallos en la ejecución del refuerzo impiden reproducir los mismos resultados para la camisa de fibra de carbono. De la comparación de las dos curvas se deduce para el valor último un incremento de resistencia mínimo en el

pilar confinado quizás provocado por un modo de fallo local prematuro en la probeta 8 a una deformación menor de 0.2% con lo cual, como era de esperar, para hormigones de resistencias altas la efectividad del confinamiento es menor. Otro aspecto a destacar comparando las dos curvas de la Figura 5 se refiere a la posibilidad de que el efecto del confinamiento activo sí sea evidente en este caso desde los primeros estados de carga aunque no haya indicios seguros de que esto sea así.

3. MODELO ANALÍTICO PARA PILARES RECTANGULARES

Cualquier diseño de un encamisado de material compuesto destinado al reacondicionamiento de pilares existentes requiere de una predicción analítica fiable del comportamiento tensión-deformación de las columnas confinadas. Mander *et al* [9] fueron los primeros en proponer un modelo tensión-deformación unificado para columnas circulares y rectangulares de hormigón confinado con acero. La generalidad del modelo se basaba en la formulación de un coeficiente de efectividad de confinamiento. Se puede considerar este modelo como el más popular y utilizado de todos los modelos de confinamiento con acero propuestos. Se han propuesto igualmente extensiones del mismo encaminadas a considerar también el efecto confinante del encamisado de material compuesto [7,12]. Sin embargo, otros modelos se han desarrollado específicamente para materiales compuestos [13, 14].

En este trabajo se desarrolla un modelo analítico basado en la generalización propuesta en [8] al modelo de Mander *et al* [9]. En dicho modelo se considera el efecto confinante no sólo del encamisado de material compuesto sino también de los cercos de acero. Se considera igualmente la influencia que la forma de la sección tiene sobre el comportamiento de las columnas.

3.1 Comportamiento de columnas rectangulares con confinamiento activo

Cuando se lleva a cabo el confinamiento activo de un pilar con una camisa de material compuesto, se inducen inicialmente tensiones de tracción sobre la camisa lo que provoca, como consecuencia, que se cree una presión inicial activa p_0 alrededor del pilar de hormigón. Posteriormente, cuando el pilar de hormigón empieza a comprimirse bajo la acción de una carga axial y , por tanto, a dilatarse transversalmente, actúa sobre el mismo una presión lateral de confinamiento en ambas direcciones provocada por el confinamiento lo que produce a su vez una tensión adicional en el encamisado. Por equilibrio de fuerzas se tiene (Figura 6):

$$\begin{aligned} (p_{FRPx} - p_{ox})t_y &= 2\sigma_{FRP} e_{FRP} \\ (p_{FRPy} - p_{oy})t_x &= 2\sigma_{FRP} e_{FRP} \end{aligned} \tag{1}$$

siendo t_x y t_y las dimensiones de la sección transversal en ambas direcciones, p_{FRPx} y p_{FRPy} las presiones totales de confinamiento en las direcciones x e y , respectivamente, σ_{FRP} la tensión de confinamiento en el encamisado provocada por la compresión del pilar y e_{FRP} el espesor del encamisado.

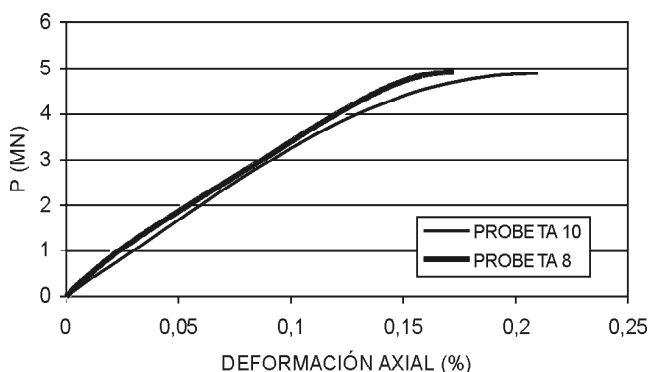


Figura 5. Curvas carga-deformación vertical para el hormigón de resistencia más alta.

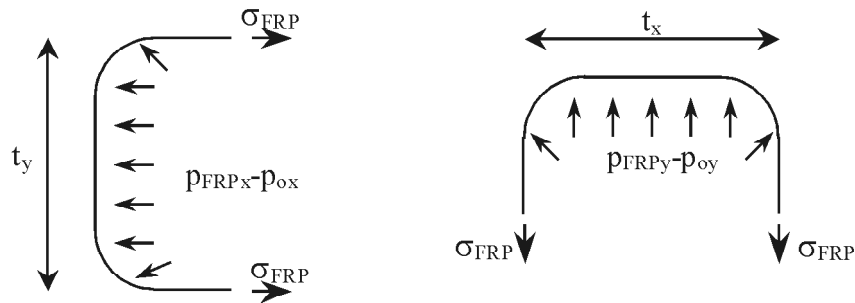


Figura 6. Presión de confinamiento.

Llamando

$$\begin{aligned}\rho_{FRPx} &= 2 \frac{e_{FRP}}{t_y} \\ \rho_{FRPy} &= 2 \frac{e_{FRP}}{t_x}\end{aligned}\quad (2)$$

a los índices de confinamiento se tiene de la Ecuación (1) lo siguiente:

$$\begin{aligned}p_{FRPx} &= \rho_{FRPx} \sigma_{FRP} + p_{ox} \\ p_{FRPy} &= \rho_{FRPy} \sigma_{FRP} + p_{oy}\end{aligned}\quad (3)$$

Con respecto a los cercos de acero, el mecanismo de confinamiento ejercido es similar al del encamisado de material compuesto salvo que, cuando el acero alcanza el límite elástico, la presión de confinamiento permanece constante (despreciando el endurecimiento del acero). Se tiene:

$$\begin{aligned}p_{sx} &= \rho_{sx} \sigma_s \\ p_{sy} &= \rho_{sy} \sigma_s\end{aligned}\quad (4)$$

siendo σ_s la tensión en los cercos.

Los índices de confinamiento son en este caso:

$$\begin{aligned}\rho_{sx} &= 2 \frac{A_{sx}}{sd_y} \\ \rho_{sy} &= 2 \frac{A_{sy}}{sd_x}\end{aligned}\quad (5)$$

siendo A_{sx} y A_{sy} las secciones transversales de los cercos paralelos a los ejes x e y, respectivamente, d_x y d_y las distancias entre los ejes de los cercos en las direcciones x e y, respectivamente, y s las distancia entre cercos en dirección longitudinal (Figura 7).

La presión de confinamiento total se obtiene sumando la de ambos materiales:

$$\begin{aligned}p_x &= p_{FRPx} + p_{sx} \\ p_y &= p_{FRPy} + p_{sy}\end{aligned}\quad (6)$$

Suponiendo compatibilidad de deformaciones entre el hormigón, el encamisado y los cercos de acero, se pueden evaluar las tensiones de confinamiento provocadas por la compresión del pilar en el material compuesto y en el acero:

$$\begin{aligned}\sigma_{FRP} &= E_{FRP} \varepsilon_t \\ \sigma_s &= E_s \varepsilon_t \quad (\varepsilon_t \leq \varepsilon_y) \quad \text{o} \quad \sigma_s = E_s \varepsilon_y \quad (\varepsilon_t \geq \varepsilon_y)\end{aligned}\quad (7)$$

siendo ε_t la deformación lateral, E_{FRP} y E_s los módulos de elasticidad del material compuesto y del acero, respectivamente, y ε_y el límite elástico del acero.

3.2 Ecuaciones de comportamiento del pilar confinado

Para definir completamente el modelo, es necesario formular las ecuaciones de comportamiento del pilar confinado en conjunto. Para ello, según se ha visto, se considera la acción confinante de los cercos de acero por un lado (Ecuación 5) y la del encamisado de material compuesto por otro (Ecuación 2).

Para el acero se supone según el modelo de Mander *et al* [9] que la presión de confinamiento máxima sólo se puede ejercer en aquellas zonas del hormigón en las que la tensión de confinamiento se desarrolla plenamente debido a la acción de arco. Esta acción se desarrolla verticalmente entre los cercos y horizontalmente entre los redondos de acero tal como se muestra en la Figura 7. Si se asume que ocurre en forma de parábola con una pendiente inicial de 45°, el área de hormigón confinada de forma efectiva por el acero es la siguiente:

$$A_{cs} = \left(d_x d_y - \sum_{i=1}^n \left(\frac{(w_i')^2}{6} \right) \right) \left(\left(1 - 0.5 \frac{s'}{d_x} \right) \left(1 - 0.5 \frac{s'}{d_y} \right) \right)\quad (8)$$

siendo la distancia libre entre redondos de acero adyacentes, n el número de redondos y s' la distancia libre entre estribos; d_x y d_y fueron definidos en el apartado anterior y aparecen en la Figura 7.

En el caso del encamisado de material compuesto, se considera que la máxima acción confinante se produce en las esquinas de la sección transversal desarrollándose una acción de arco a lo largo de los lados de la sección (Figura 8) dando

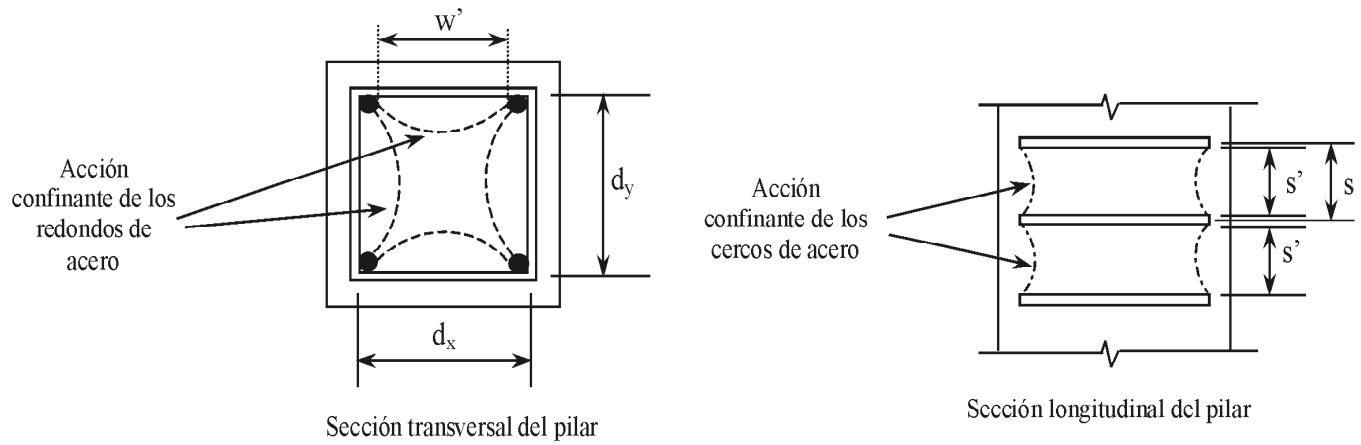


Figura 7.
 (a) Acción confinante horizontal de arco entre los redondos de acero.
 (b) Acción confinante vertical entre los cercos.

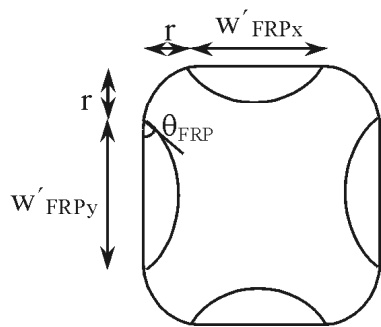


Figura 8. Confinamiento del encamisado de material compuesto.

$$A_{cu} = \frac{(W'FRPx)^2 + (W'FRPy)^2}{3} \text{tg} \theta_{FRP} \tag{10}$$

Para determinar las ecuaciones de comportamiento, se supone que la carga compresiva P aplicada sobre el pilar de hormigón armado reforzado se compone de tres partes: la parte soportada por el hormigón, P_c , la debida a los redondos de acero, P_s , y la debida a la capacidad axial de la camisa de material compuesto, P_{FRP} , siempre y cuando las fibras longitudinales se hallen suficientemente confinadas por las fibras transversales para prevenir su pandeo.

Considerando las tres zonas de confinamiento diferenciadas, la carga compresiva soportada por el hormigón, P_c , se compone de la soportada por cada una de las tres zonas. Se tiene:

$$P_c = \sigma_{cu} A_{cu} + \sigma_{cFRP} (A_{cFRP} - A_{cs}) + \sigma_{cFRPs} A_{cs} \tag{11}$$

siendo σ_{cu} , σ_{cFRP} y σ_{cFRPs} las tensiones compresivas en el hormigón sin confinar, en el hormigón confinado sólo por el encamisado y en el hormigón confinado simultáneamente por el encamisado y por el acero, respectivamente.

La evaluación del valor de estas tres tensiones en función de las deformaciones axiales se lleva a cabo con las ecuaciones del modelo propuesto en [9]. Se tiene:

$$\sigma_c = \frac{\sigma'_{cc} x r}{r - 1 + x r} \tag{12}$$

siendo la resistencia del hormigón confinado y

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + R \left(\frac{\sigma'_{cc}}{\sigma'_{co}} - 1 \right) \right] \tag{13}$$

siendo E_c y E_{sec} los módulos de elasticidad tangente y secante del hormigón, ϵ_c la deformación axial del hormigón, ϵ_{cc} la

como resultado, a diferencia de lo que sucede en pilares circulares, un volumen reducido de hormigón confinado (Mirmiran et al. 1998; Chaallal y Shahawy 2000). Por ello, el radio de curvatura de las esquinas del pilar se convierte en un factor determinante del proceso.

El área confinada de forma efectiva por la camisa es la siguiente:

$$A_{cFRP} = t_x t_y - \frac{(W'FRPx)^2 + (W'FRPy)^2}{3} \text{tg} \theta_{FRP} - A_s - (4r^2 - \pi r^2) \tag{9}$$

siendo A_s el área del acero longitudinal, r el radio de las esquinas redondeadas, y las longitudes de la parte recta de la sección transversal en las direcciones x e y , respectivamente, y θ_{FRP} el ángulo de arco debido al encamisado; t_x y t_y fueron definidos en la Figura 6. Nótese que todo el área confinada por el acero es confinada también por el material compuesto pero no al revés.

Según la expresión anterior, el área de hormigón que va a permanecer sin confinar es el área delimitado por las parábolas en la Figura 8:

deformación axial asociada a la resistencia del hormigón confinado y y la resistencia y la deformación asociada del hormigón sin confinar. El factor R depende de las propiedades del hormigón. Habitualmente, un valor de R igual a 5 se utiliza en el hormigón confinado con cercos de acero.

La resistencia del hormigón confinado se calcula a partir de la del hormigón sin confinar como:

$$\sigma'_{cc} = \alpha_1 \alpha_2 \sigma'_{co} \quad (14)$$

El coeficiente α_1 representa el incremento de resistencia del hormigón confinado cuando se somete a una compresión triaxial con presiones laterales de confinamiento iguales. Su valor se dedujo en [9]:

$$\alpha_1 = 1.25 \left(1.8 \sqrt{1 + 7.94 \frac{p_M}{\sigma_c}} - 1.6 \frac{p_M}{\sigma_c} - 1 \right) \quad (15)$$

siendo p_M la máxima presión lateral de confinamiento.

El coeficiente α_2 es un coeficiente corrector de lo anterior para considerar cualquier desviación del hecho de que las presiones laterales de confinamiento sean iguales. El valor propuesto en [15] es:

$$\alpha_2 = \left[1.4 \frac{p_m}{p_M} - 0.6 \left(\frac{p_m}{p_M} \right)^2 - 0.8 \sqrt{\frac{p_m}{\sigma_c}} + 1 \right] \quad (16)$$

siendo p_m la presión lateral de confinamiento menor.

Las presiones laterales de confinamiento se determinan tal como se mostró en el apartado anterior.

3.3. Calibración del modelo numérico

Para comprobar la validez del modelo analítico propuesto se ha efectuado su calibración con algunos resultados experimentales presentados en la literatura. Se han tomado como base los pilares cuadrados de hormigón de 37 MPa sin armado de acero ensayados por SEQAD [16]. Estos pilares tienen una altura de 0.61 m, un lado de 0.207 m y un radio en la esquina de 0.02 m y fueron reforzados con camisas de fibra de vidrio de módulo de elasticidad igual a 23 GPa. En las Figuras 9a y 9b se muestran los resultados experimentales y los resultados obtenidos con el modelo analítico, respectivamente, en el caso de considerar un espesor de camisa de 0.00127 m. De la comparación de las dos curvas se puede considerar que la reproducción de los resultados de los ensayos por el modelo numérico es óptima. Se ha tomado como parámetro del modelo el ángulo de arco θ_{FRP} debido al encamisado. Para esta camisa en cuestión, su influencia se manifiesta exclusivamente en la caída de la curva no afectando a la resistencia máxima alcanzada. Como es lógico, valores menores de este ángulo corresponden a una rigidez de confinamiento mayor y, por tanto, a una mayor capacidad de disipación. Sin embargo, en este caso, la sensibilidad del modelo a este parámetro no es excesiva y un valor de 45° se puede considerar como una buena aproximación.

En las Figuras 10a y 10b se muestra la misma comparación para un espesor de camisa de 0.00508 m. En este caso, al ser la rigidez de la camisa mayor la pendiente de la curva de caída es prácticamente nula alcanzándose valores positivos para rigideces más elevadas. Los mismos comentarios sobre la validez del modelo y sobre el ángulo θ_{FRP} realizados en el ejemplo anterior son válidos en este caso.

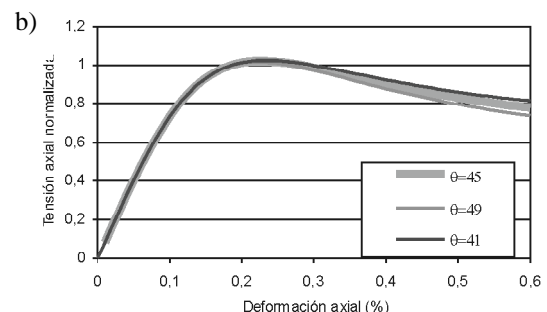
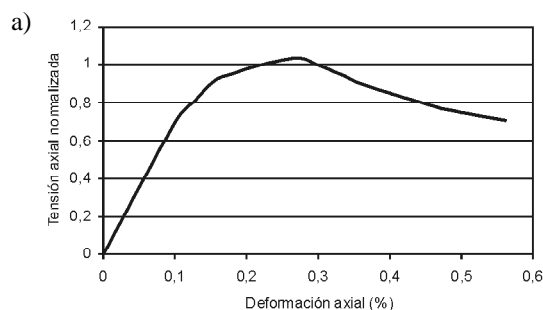


Figura 9. Ensayos SEQAD con espesor 1.27 mm: (a) Resultados experimentales (b) Resultados numéricos.

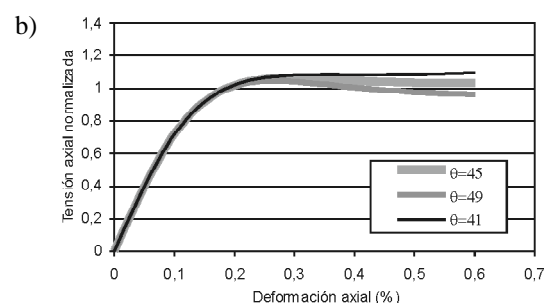
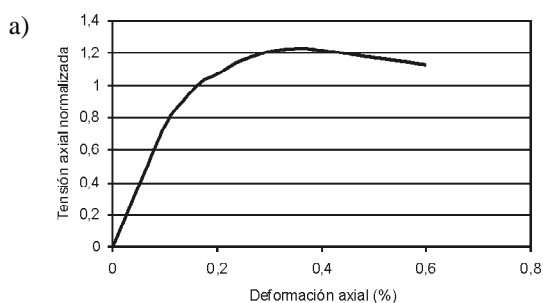


Figura 10. Ensayos SEQAD con espesor 5.08 mm: (a) Resultados experimentales (b) Resultados numéricos.

4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS NUMÉRICOS Y EXPERIMENTALES

Con el modelo analítico propuesto se han llevado a cabo simulaciones numéricas de los ensayos realizados tomando como parámetros el ángulo θ_{FRP} y el factor R del modelo de confinamiento.

En primer lugar se ha tomado la probeta 2 correspondiente a un hormigón de baja resistencia con camisa de fibra de carbono. En la Figura 11 se representa la comparación entre los resultados numéricos y los experimentales fijando un valor de $R=5$ y tomando como parámetro el ángulo θ_{FRP} . De la observación de los resultados se puede afirmar que cualquiera de los dos valores de θ_{FRP} produce buenos resultados, especialmente antes de producirse el cambio de pendiente brusco en la curva que coincide con la fase en la que se alcanza el coeficiente de dilatación transversal máximo y, por tanto, la camisa empieza a trabajar plenamente. Posteriormente a esa fase, la mejor aproximación se obtiene con $\theta_{FRP}=49^\circ$ aunque el valor de 45° empleado habitualmente para el confinamiento con cercos de acero produce también buenos resultados. Aunque se han probado también valores superiores a 49° la mejora no ha sido evidente en estos casos.

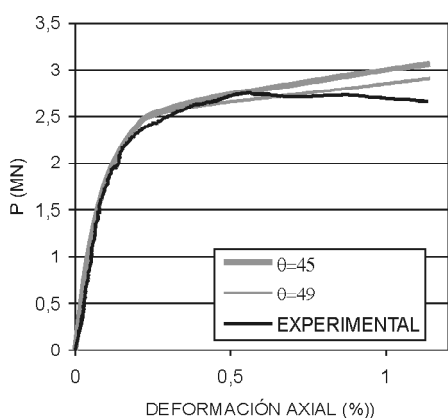


Figura 11. Resultados numéricos vs. resultados experimentales para la probeta 2. Influencia de θ_{FRP} .

En la Figura 12 se representan los resultados para la probeta 2 en el caso de fijar un ángulo θ_{FRP} de 45° y variar el parámetro R. A la luz de los resultados, se puede considerar adecuada

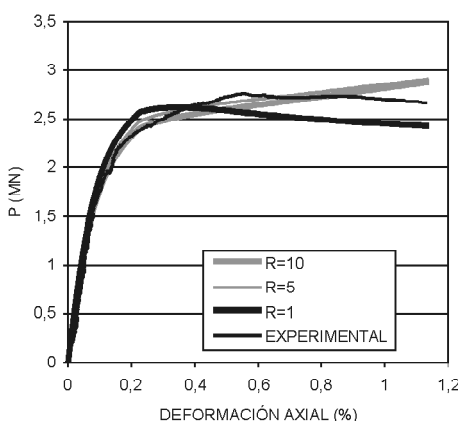


Figura 12. Resultados numéricos vs. resultados experimentales para la probeta 2. Influencia de R.

la adopción del valor de $R=5$ empleado habitualmente en el hormigón confinado con acero.

En la Figura 13 se muestra la comparación entre los resultados del ensayo y los resultados numéricos para la probeta 6 constituida por un hormigón de baja resistencia reforzado con una camisa de fibra de vidrio. Hasta el valor máximo de carga alcanzado en el ensayo la concordancia es perfecta. Se ha tomado un valor del factor R igual a 5 aunque su influencia no es muy apreciable. Como se ha comprobado en los ejemplos y comparaciones anteriores, la influencia de θ_{FRP} es inapreciable hasta que se produce el cambio brusco de pendiente en la curva lo cual para la probeta 6 parece que se produce después de alcanzar la carga máxima que es lo que refleja únicamente el ensayo. Por ello, su efecto no aparece en la Figura 13. Para tenerlo en cuenta, en la Figura 14 se muestran resultados numéricos de la probeta 6 para deformaciones superiores a la alcanzada en el ensayo. Se observa la caída producida en la curva posteriormente a alcanzar la carga máxima tanto más cuanto mayor es el ángulo θ_{FRP} .

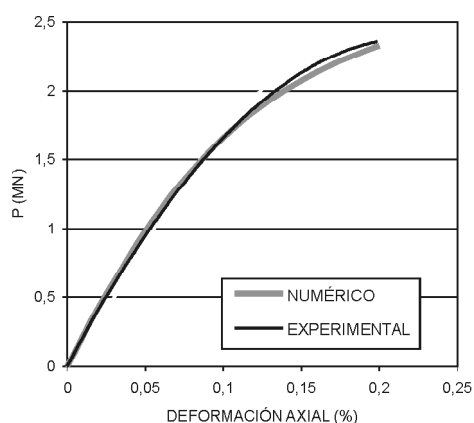


Figura 13. Resultados numéricos vs. resultados experimentales para la probeta 6.

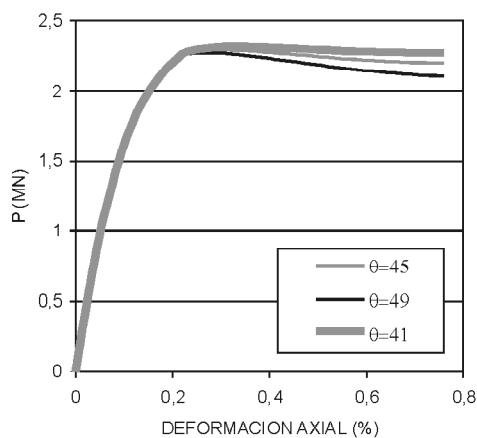


Figura 14. Influencia del ángulo θ_{FRP} en la probeta 6.

En la Figura 15 se muestra la comparación entre los resultados numéricos y los experimentales para la probeta 8. Se observa un desfase entre ambas curvas que indica que, o bien el modelo no es capaz de representar adecuadamente el efecto de la presión de confinamiento activa, o bien se ha producido un cierto desfase en la medición de los resultados del ensayo.

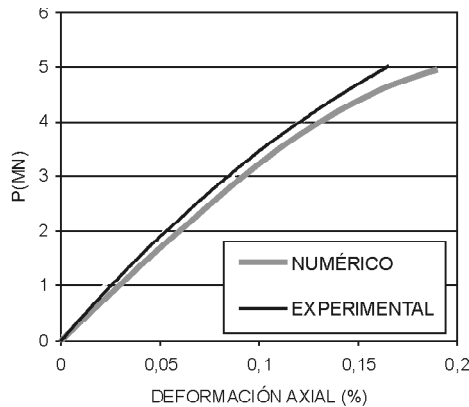


Figura 15. Resultados numéricos vs. resultados experimentales para la probeta 8.

5. CONCLUSIONES

Se ha llevado a cabo un estudio experimental y numérico para verificar el funcionamiento de un sistema de refuerzo de pilares de hormigón armado de sección cuadrada mediante camisas prefabricadas de polímeros reforzados con fibras. En el estudio se ha considerado la influencia que tienen parámetros como el tipo de fibras, la orientación de las mismas y la resistencia del hormigón.

Los ensayos, corroborados con los resultados numéricos, demuestran que, en determinadas circunstancias, con esta técnica pueden conseguirse incrementos interesantes en la capacidad de carga axial de pilares de hormigón de sección cuadrada así como en su ductilidad. Además, la ejecución del refuerzo se realiza de manera fácil y rápida lo que constituye una ventaja fundamental sobre otros métodos tradicionales en el refuerzo de puentes o edificios en servicio.

Igualmente se ha de resaltar la importancia que tiene en la eficacia del refuerzo el control de su ejecución. Pequeños fallos en la ejecución pueden reducir notablemente el grado de refuerzo conseguido.

Es evidente de los resultados obtenidos que la inferencia de conclusiones generales requiere de un estudio más profundo y detallado dada la incertidumbre que este tipo de refuerzo introduce en secciones cuadradas.

6. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se enmarca dentro del Proyecto de Investigación MAT2000-0971-C02-02 financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología y realizado conjuntamente por el Departamento de Mecánica Estructural de la Universidad Politécnica de Madrid y el Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción.

Los autores quieren expresar también su agradecimiento al Departamento de I+D de NECSO por el suministro de los pilares y la ejecución de los refuerzos.

7. REFERENCIAS

- [1] Chai, Y.H., Priestley, M.J.N., Seible, F. Analytical model for steel-jacketed RC circular bridge columns. *ASCE Journal of Structural Engineering* 120(8), 1994, 2358-2376.
- [2] Seible, F., Priestley, J.N., Hegemier, G.A., Innamorato, D. Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets. *ASCE Journal of Composites for Construction*, 1(2), 1997, 52-62
- [3] Manfredi, G., Prota, A. Seismic strengthening with FRP: Opportunities and Limitations. *Composites in construction: a reality. Proceedings of the International Workshop Capri, Italy*. ASCE, 2001, 231-240
- [4] Xiao, Y., Ma, R. Seismic retrofit of RC circular columns using prefabricated composite jacketing. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 123(10), 1997, 1357-1364.
- [5] Calvo, I., Mieres, J., Bautista, S., Rodríguez, J., Viñolo, A. Reinforcement of prismatic concrete columns using fiber reinforced plastic. *Composites in Constructions*. A.A. Balkema Publishers, 2001, pp. 263-267.
- [6] Saadatmanesh, H., Ehsani, M.R., Jin, L. Seismic strengthening of circular bridge pier models with fiber composites. *ACI Structural Journal*, 93(6), 1997, 639-647.
- [7] Saadatmanesh, H., Ehsani, M.R., Li, M.W. Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps. *ACI Structural Journal*, 91(4), 1994, 434-447.
- [8] Wang, Y., Restrepo, J. Investigation of concentrically loaded reinforced concrete columns confined with glass fiber-reinforced polymer jackets. *ACI Structural Journal*. 98(3), 2001, 377-385.
- [9] Mander, J.B., Priestley, M.J., Park, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 114(8), 1988, 1804-1826.
- [10] Mirmiran, A., Shahawy, M., Samaan, M., El Echary, H., Mastrapa, J.C., Pico, O. (1998). Effect of column parameters on FRP-confined concrete. *ASCE Journal of Composites for Construction*, 2(4), 1998, 175-185.
- [11] Chaallal, O., Shahawy, M. Performance of fibre-reinforced polymer wrapped reinforced concrete column under combined axial-flexural loading. *ACI Structural Journal*, 97(4), 2000, 226-241
- [12] Mirmiran, A., Shahawy, M. Behavior of concrete columns confined by fiber composites. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 123(5), 1996, 583-590.
- [13] Toutanji, H. Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets. *ACI Material Journal*, 96(3), 1999, 143-150.
- [14] Spoelstra, Monti G. FRP-confined concrete model. *Journal of Composites for Construction ASCE*, 3(3), 1999, 143-150.
- [15] Tan, K.H. Strength enhancement of rectangular reinforced concrete columns using fiber-reinforced polymer. *Journal of Composites for Construction ASCE*, 6(3), 2002, 175-183.
- [16] SEQAD. Axial load characteristics of rectangular columns wrapped with TYFO-S jackets. *Report no. 96/04*, 1996.

Un disipador Shear Link (SL) generalizado para diseño sismorresistente

A general shear link (SL) dissipator for seismic design



Francisco Hurtado Soto

M. en Ingeniería

Facultad de Ingeniería Civil (UMSNH), Morelia Michoacán, México



Luis Bozzo Rotondo

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L., Barcelona, España

RESUMEN

Este artículo presenta un disipador Shear Link (SL) generalizado para diseño sísmico. El dispositivo puede ser usado para aumentar la resistencia de estructuras existentes o para proporcionar ductilidad a edificios de nueva construcción. La aplicación anterior hace pensar en un sistema estructural innovador dónde un diseñador puede localizar las demandas de ductilidad en puntos específicos. Por consiguiente, este es un paso hacia adelante en la práctica actual del diseño convencional basada en pórticos flexibles dúctiles o en muros de rigidez ya que esta conexión puede proporcionar un sistema estructural rígido pero dúctil. El artículo describe los dispositivos SL propuestos dando tablas de diseño. Las fuerzas de inicio de plastificación de los dispositivos varían de 13,65 kN a 435,5 kN. El desplazamiento de fluencia es muy reducido alrededor de 0,25 mm para todos los dispositivos. Se presentan las correlaciones numérico-experimentales de las curvas histeréticas de un dispositivo y para un sistema lineal de un grado de libertad equipado con dispositivos SL ensayados en mesa vibrante. El artículo concluye con espectros de respuesta no lineales para la selección preliminar de dispositivos y con el ejemplo del primer edificio construido con este sistema en la ciudad de Lima, Perú.

SUMMARY

This article presents a general shear link (SL) dissipator for seismic design. The device can be use for enhancing the seis-

mic strength of existing structures or for providing ductility for new buildings. The former application suggests an innovative structural system where a designer may localize ductility demands at specific points. Consequently, it is a step forward in actual conventional design practice based on ductile flexible frames or stiff walls since this connection may provide a stiff but ductile structural system. The article describes the proposed general SL devices giving design tables. The devices yielding force varies from 13,65 kN up to 435,5 kN. The yielding displace is very small, around 0,25 mm for all the devices. Numerical-experimental correlations are presented for a device hysteretic loops and for a S.D.O.F linear system equipped with SL devices. The article concludes with nonlinear response spectra for preliminary selection of the devices, and it briefly describes the first building equipped with these dissipators constructed in Lima, Peru.

1. INTRODUCCIÓN

El diseño sísmico convencional de edificios está basado en la ductilidad y la redundancia estructural. Esta simplificación, desarrollada en los 70 permite una reducción de las fuerzas del diseño sísmicas entre 1 y 10 (factor R en el “Uniform Building Code (UBC)” Americano), comparado con las fuerzas elástico lineales. La reducción depende del material y sistema estructural seleccionado para transferir las cargas laterales. Esta aproximación permite secciones más reducidas y proporciona sistemas seguros en la medida que se proporcione tanto ductilidad global como local. Un aspecto impor-

tante que hay que notar es que el análisis está basado en una respuesta elástica lineal que reduce las fuerzas directamente sin tener en cuenta la naturaleza no lineal del problema. Esta simplificación permite un acercamiento simple del problema, usando la superposición modal del método de análisis dinámico aplicable a muchas situaciones prácticas. Sin embargo, esta aproximación tiene varios inconvenientes como el que la demanda de ductilidad global puede requerir una ductilidad local grande y, por consiguiente, pueden ocurrir fallos locales. Además, una reducción grande en las fuerzas implica daño estructural (el daño no-estructural es controlado limitando los desplazamientos de entrepiso) cuya reparación puede ser costosa después de un sismo intenso. Finalmente el refuerzo mínimo de acero necesario para proporcionar la ductilidad local se aplica a todos los elementos en el sistema de carga lateral, resultando en estructuras de mayor costo.

Una alternativa para mejorar la aproximación mencionada es el desarrollo de sistemas estructurales que localicen la respuesta no-lineal de la estructura. Ejemplos de estos sistemas en las estructuras de hormigón armado son los muros acoplados o los arriostramientos excéntricos en pórticos de estructuras metálicas [1]. En el primero el “link” o unión entre muros actúa como un “fusible” sísmico que controla la respuesta durante los terremotos. Similarmente en el segundo la unión horizontal entre los elementos diagonales proporciona una respuesta dúctil basada en la respuesta histerética estable del acero bajo tensiones de cortante. Ambas alternativas tienen dos inconvenientes importantes puesto que la interacción con los elementos circundantes puede afectar la respuesta ideal del “fusible sísmico” o link” y ellos son difíciles de reparar ya que son una parte íntegra de la estructura global.

Por otra parte, las alternativas para el diseño sísmico que usan el llamado aislamiento de base [2] y disipadores de ener-

gía se han desarrollado en los 80. El aislamiento de base es una técnica establecida para edificios de poca altura que permiten una reducción significativa en las fuerzas sísmicas cambiando el periodo natural fundamental del edificio o introduciendo una interfase de baja fricción que limita las fuerzas transmitidas a la super-estructura. Hay centenares de edificios construidos con esta técnica que, sin embargo, tienen algunos inconvenientes importantes. Entre ellos, la respuesta no lineal de la super-estructura puede ser condicionada por la conexión del aislamiento de base [3]; el costo se incrementa; se debe proporcionar una junta flexible (normalmente cerca de 30cm) alrededor del edificio y para todas las líneas de servicios; la efectividad se reduce cuando el número de pisos (o el periodo natural) se incrementa.

Por otra parte los disipadores de energía son una alternativa diferente y conveniente para edificios de altura media o alta y que no requieren análisis o técnicas de construcción especiales. Hay varios sistemas como el ADAS [4] o el tipo panel “(Honeycomb)” [5]. Hay también muchos ejemplos de estructuras equipadas con estos sistemas. La reducción en las fuerzas sísmicas para edificios que usan estos sistemas, tradicionalmente, se asume por el aumento del amortiguamiento. Por consiguiente, estos sistemas son también llamados amortiguadores. Sin embargo, se sabe que la reducción en las fuerzas sísmicas logradas por un aumento significativo en el amortiguamiento estructural no es significativa, en particular comparada con las reducciones logradas proporcionando ductilidad. La figura 1(a) muestra la reducción en la demanda de ductilidad lograda por un incremento de cinco veces en el amortiguamiento estructural del 2 al 10%. Está claro que esta reducción no es significativa y, por ejemplo, para un periodo $T = 1$ s, la reducción es sólo del 20%. La figura 1(b), donde $\bar{\gamma} = K_2/K_1$ (Coeficiente de endurecimiento) y ξ es la fracción de amortiguamiento crítico, muestra la reducción en las fuerzas sísmicas que proporciona la ductilidad. El factor R repre-

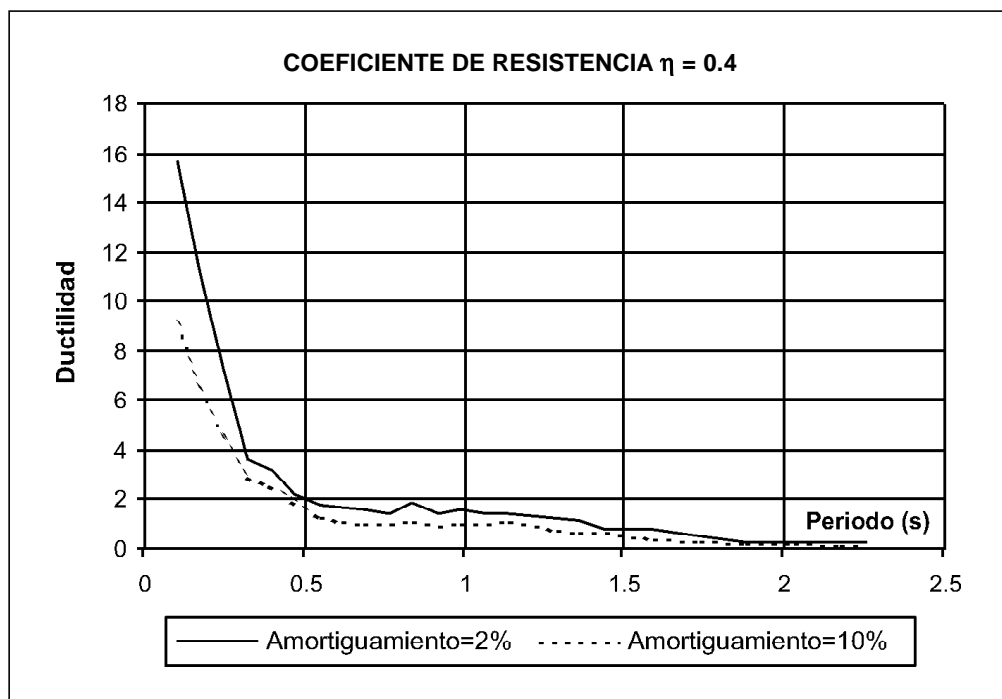


Figura 1(a). Reducción en las fuerzas sísmicas lograda por un incremento de cinco veces en el amortiguamiento estructural. Sismo de Loma Prieta.

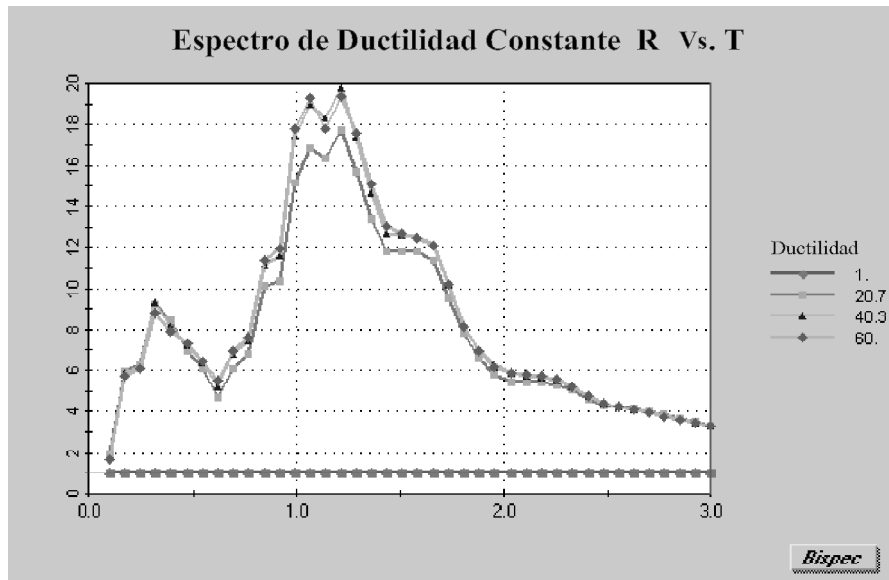


Figura 1(b). Reducción en las fuerzas sísmicas proporcionando ductilidad. Sismo de Loma Prieta, $\bar{\gamma} = 0,1$ y $\xi = 5\%$.

senta la relación entre las fuerzas lineales y no lineales para varios niveles de ductilidad. Esta figura muestra reducciones significativas para el rango completo del periodo considerado, particularmente para $T > 0,5$ s con valores máximos de $R = 20$. Por consiguiente la adición de amortiguamiento por los disipadores de energía no conduce a una reducción grande en las fuerzas sísmicas comparada con el aislamiento de base o con un diseño convencional basado en la ductilidad.

Un planteamiento diferente es el de Rai y Wallace [6]. Ellos propusieron una metodología para diseñar disipadores “Shear Link” de Aluminio para aumentar la resistencia sísmica. En ese sentido, su propuesta es similar a este artículo. Sin embargo, esta investigación proporciona, además de un sistema general, tablas de diseño para un rango completo de fuerzas de plastificación. Además el dispositivo propuesto está fabricado en acero en lugar de aluminio y la forma, geometría y dimensiones son muy distintas.

Basado en las ideas mencionadas este artículo propone un concepto innovador basado en el diseño sísmico convencional y el uso masivo de disipadores de energía. Un disipador Shear Link (SL) previamente propuesto para proteger muros de mampostería [7] se generaliza para un rango completo de fuerzas de plastificación (entre 10 y 500 kN). Estas conexiones no lineales, presentadas posteriormente en una forma tabular, son introducidas como articulaciones plásticas en los edificios, permitiendo, como en el diseño convencional, muy significativas reducciones en las fuerzas sísmicas. Por otra parte, pueden remplazarse cuando se quiera y son fáciles de inspeccionar.

Una estructura se divide en sistemas sub-estructurales para cargas verticales y para cargas laterales. La Figura 2 presenta un pórtico que incorpora el sistema propuesto en muros de hormigón armado. Los muros están desligados del pórtico simple flexible obteniéndose la respuesta estructural ideal para cargas sísmicas: “un sistema estructural rígido pero al

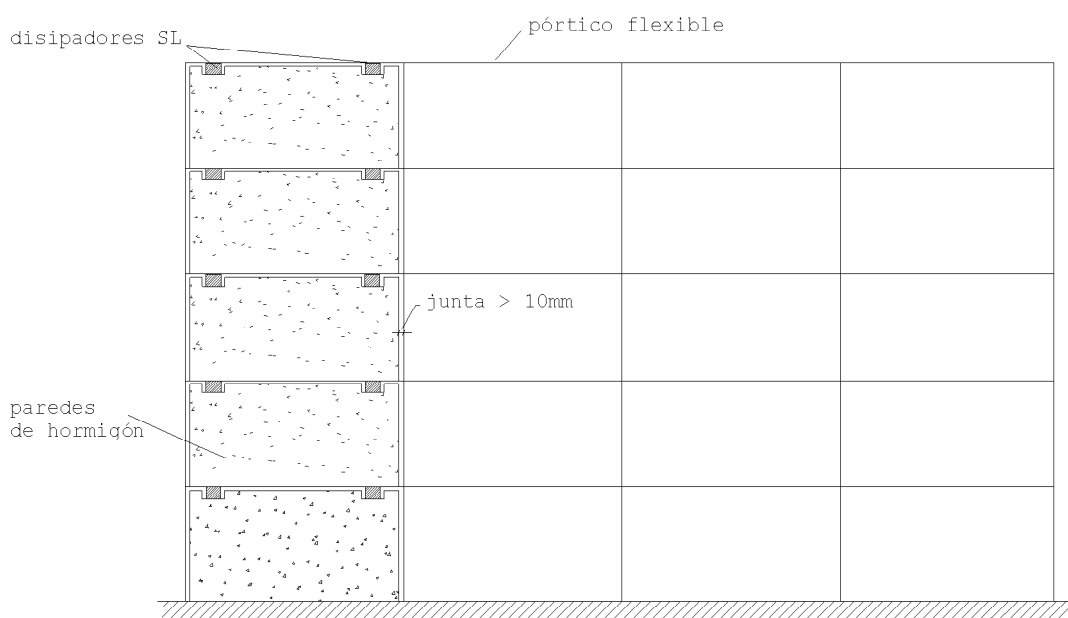


Figura 2. Sistema estructural propuesto rígido pero dúctil

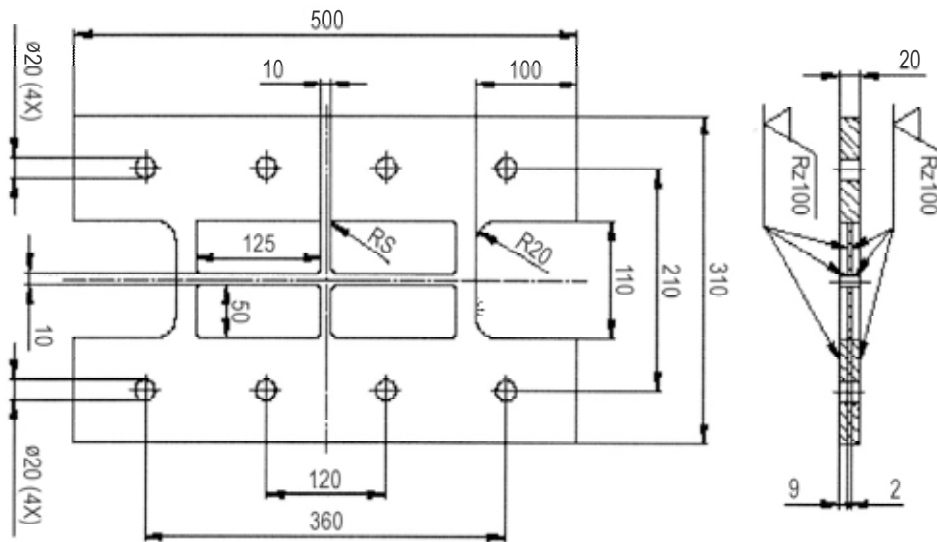


Figura 3(a). Dimensiones para el dispositivo Disip4SL30_2.

mismo tiempo dúctil”. Este planteamiento requiere disipadores de energía rígidos para obtener un sistema lineal rígido que empiece a plastificar para desplazamientos relativos de entrepiso reducidos (entre 2-3 mm).

2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA Y CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL

2.1 Introducción

El sistema estructural con arriostramientos excéntricos está basado en la respuesta dúctil de los llamados “links” o unión entre diagonales. Este sistema es reconocido en el código UBC como uno de los mejores para cargas laterales asignándole un factor de reducción R alto. Se han probado modelos bajo una variedad de condiciones que muestran su respuesta inelástica [8] o proporcionan pautas de diseño que evitan el pandeo local (abolladura) de zonas disipativas[9]. El dissipador SL propuesto está basado en el arriostramiento excéntrico mencionado ya que la forma global es una sección en I bien rigidizada (vea figura 3). Sin embargo, el sistema no está basado en formas estándar o especialmente soldadas. El dispositivo se obtiene por fresado a partir de una platina plana. Este proceso de fabricación propuesto por Cahis [10] permite áreas disipativas muy delgadas sin soldar. Por otra parte, como en las diagonales excéntricas, la disipación de energía es uniforme en la sección fresada, y es muy estable siempre que se evite la abolladura del alma.

Otra característica importante del dissipador SL es que presenta un modo doble de trabajo. Inicialmente la energía es disipada principalmente en el alma por las tensiones uniformes de cortante en un “modo de cortante”. Después de la degradación del alma los rigidizadores continúan disipando energía en un modo de flexión. La deformada cambia significativamente entre estos modos de una lineal a otra curvada. La importancia de esta característica es que proporciona un sistema robusto que continúa disipando energía incluso

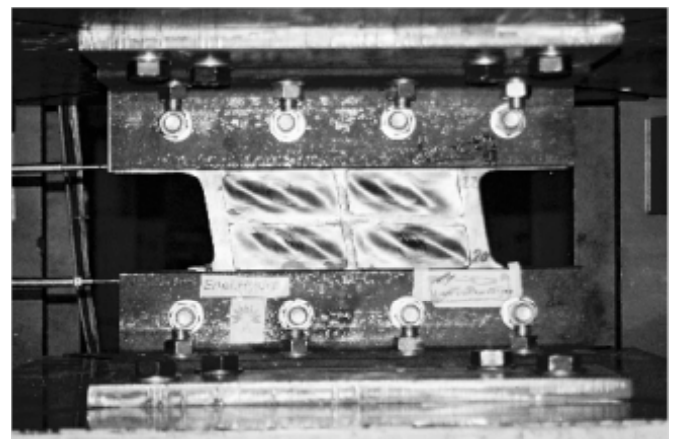


Figura 3(b). Modelo experimental SL30_2 ensayado en ISMES, Italia.

después de que el alma se degrada. Aunque en el diseño de la conexión se cuenta sólo con el primer modo de trabajo, el segundo proporciona un factor de seguridad adicional.

2.2 Optimización cualitativa y numérica de la forma

El concepto básico detrás del dissipador SL propuesto es proporcionar una articulación plástica generalizada disponible para diferentes fuerzas y desplazamientos de plastificación. Por consiguiente, no se plantea tener un sistema único o geometría específica sino que el diseñador tiene que seleccionarlo desde una variedad de alternativas. Todas las conexiones deben, sin embargo, tener una respuesta común y comportamiento similar. Hay varias dimensiones para especificar en una conexión SL. Estas dimensiones son la altura total y la altura disipativa, el ancho, el espesor, la posición y dimensiones de los rigidizadores, entre otros. La idea es fijar tanto como sea posible estas variables reduciendo el número potencial de combinaciones y simplificando el sistema propuesto. Por consiguiente, se mantiene constante el material, la altura,

la posición de los rigidizadores y sus dimensiones para todos los dispositivos propuestos. Así, sólo el ancho y el espesor del área fresada proporcionan un grande, pero práctico, abanico de combinaciones.

La conexión de estos dispositivos al edificio es por medio de tornillos de alta resistencia de diámetro entre 20-25mm. Por consiguiente, la altura total (H_T) puede relacionarse con la altura disipativa (H_D) por la ecuación

$$H_T = H_D + 100 \quad (1)$$

Donde 100mm proporcionan 40mm de distancia libre entre los 20mm de los agujeros de los tornillos y la placa de borde. Hay una relación inversa entre la ductilidad del material y su resistencia. Por consiguiente el material seleccionado es un acero comercial de grado bajo, con un límite elástico $f_y = 2600 \text{ kg/cm}^2$.

El ancho de los rigidizadores corresponde a la placa de acero, puesto que el área disipativa se forma fresando esta placa de 2 a 5 mm de espesor. El espesor de la placa de acero se fija en 20 mm (4 a 10 veces el espesor del área fresada), para que los rigidizadores protejan el área disipativa eficazmente contra la abolladura. Por consiguiente, el único parámetro que permanece para definir son los rigidizadores, su número y disposición en altura.

Los parámetros libres restantes son la altura disipativa y la distribución de los rigidizadores. La selección óptima de estos dos parámetros depende de los criterios siguientes:

- Máxima deformación del material para un desplazamiento relativo máximo de 20mm dado.
- Energía disipada por ciclo de carga.
- Factor de seguridad contra el abollamiento.
- Menor área disipativa para reducir el área fresada.
- Menor número de ventanas disipativas para simplificar la producción.
- Magnitud de las fuerzas desarrolladas en los tornillos de conexión.
- Una menor resistencia post-plastificación para simplificar el diseño.

El primer criterio o de deformación máxima es importante puesto que se relaciona con la capacidad última del material. Esta deformación está relacionada con la altura de la conexión. Un desplazamiento relativo dado entre los extremos de la conexión implica diferentes deformaciones del material para diferentes alturas. Una altura más reducida del disipador y para un desplazamiento relativo dado, proporciona una deformación del material más alta. El segundo criterio, o energía máxima disipada, es importante para obtener el máximo provecho del material. El abollamiento es un modo de fallo frágil y, por consiguiente, debe evitarse. El número de “ventanas fresadas” es un criterio relacionado con los costos de producción puesto que es más simple fabricar un dispositi-

vo con un número más pequeño de ventanas comparado con uno más grande. Finalmente, la pendiente post-plastificación es un parámetro que puede aumentar o puede disminuir la fuerza sísmica en función del periodo estructural y el contenido de frecuencias de la acción sísmica. Sin embargo, un dispositivo sin endurecimiento por deformación es más simple de modelar comparado a una conexión con una pendiente pronunciada, por consiguiente, una pendiente post-plastificación pequeña es deseable.

Análisis numérico por plasticidad

Como se ha indicado previamente, el disipador SL tiene dos modos de funcionamiento: uno inicial a cortante que es el más importante y uno adicional a flexión no formalmente considerado para su diseño. El primer modo de trabajo es aquel donde la forma flexionada se aproxima a una línea recta. La energía es principalmente disipada en este rango por tensiones de cortante uniformes en el área disipativa o ventanas fresadas. Por consiguiente los desplazamientos en los extremos (d_x) pueden ser relacionados por un ángulo medio de deformación ($\bar{\gamma}$) y la altura del área disipativa (H_D) como:

$$d_x = \bar{\gamma} H_D \quad (2)$$

De esta expresión puede observarse que limitando el desplazamiento relativo máximo y el ángulo de cortante promedio, puede definirse una altura constante para todos los dispositivos. En el diseño sísmico y para los edificios en general, un desplazamiento de entrepiso más grande de 10 mm puede causar fallas de los elementos no estructurales. Por consiguiente, considerando un factor de seguridad de dos el desplazamiento relativo máximo es fijado como 20 mm. Considerando un ángulo de deformación por cortante para la ruptura del material entre 0,1 y 0,2, la altura de los disipadores puede establecerse entre 100 y 200 mm. Valores más pequeños pueden causar la ruptura del dispositivo bajo desplazamientos estructurales relativos más pequeños que 20mm.

Se han comparado cuatro dispositivos preliminares básicos llamados Disip1SL30_2, Disip2SL30_2, Disip3SL30_2 y Disip4SL30_2. Todos tienen en común dos rigidizadores verticales (20 mm de ancho) en ambos extremos laterales, el ancho es de 300 mm, el espesor de la ventana es de 2mm y el espesor de la placa inicial de 20 mm. El primer dispositivo tiene 200 mm de altura y 10 mm el rigidizador vertical (además de los dos en los extremos antes indicados). Por consiguiente este dispositivo tiene dos áreas fresadas de 125 x 200 mm. El segundo dispositivo adiciona un rigidizador horizontal de 10 mm; así las áreas fresadas son 125 x 95 mm. El objetivo es incrementar su resistencia contra el abollamiento. En esta línea el tercer dispositivo tiene dos rigidizadores horizontales, para que las áreas fresadas sean de 125 x 60 mm. El último dispositivo preliminar reduce la altura vertical a 110 mm manteniendo un rigidizador horizontal. Las dimensiones para este dispositivo son presentadas en la figura 3(a).

El análisis plástico no lineal se ha realizado usando el programa de ordenador ANSYS. El modelo para todos los casos corresponde al endurecimiento por deformación isotró-

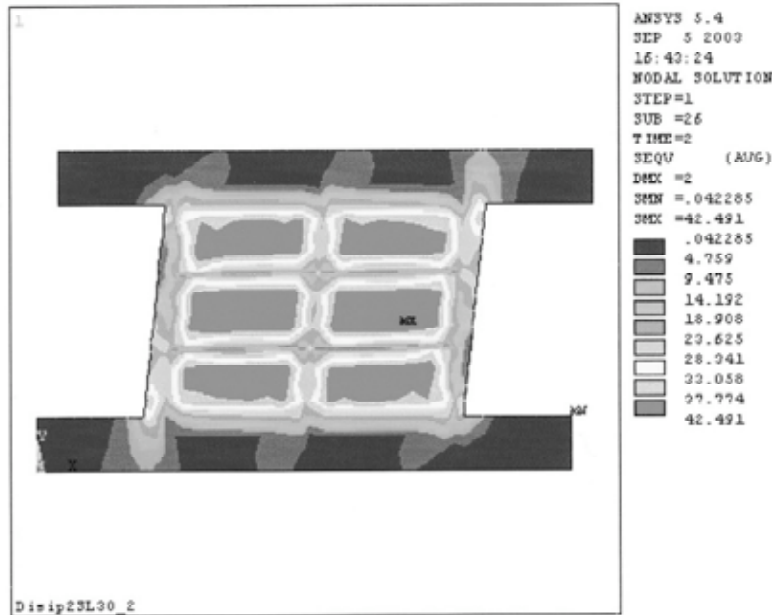


Figura 4. Tensiones de Von Mises para el dispositivo Disip3SL30_2.

pico dando la relación tensión-deformación completa del material. Esta relación se obtuvo experimentalmente para un material “estándar”. La figura 4 muestra las tensiones de Von Mises para un desplazamiento relativo impuesto de 20 mm para el dispositivo Disip3SL30_2. Estas tensiones son uniformemente distribuidas en todas las ventanas disipativas, indicando un máximo provecho del material. Además esto indica que los rigidizadores no afectan significativamente la disipación.

La figura 5(a) presenta las curvas fuerza-desplazamiento para los dispositivos preliminarmente propuestos de 200 mm de altura vertical. El objetivo es estudiar la influencia de los rigidizadores en la fuerza de plastificación y la pendiente post-plastificación. El aumento de rigidizadores origina un incremento pequeño en la fuerza de plastificación, aunque la

pendiente post-plastificación se mantiene prácticamente constante en todos los casos. Por consiguiente, la energía disipada total se incrementa con el aumento del número de rigidizadores, aunque el área fresada está reducida por ellos. Este resultado se explica por el aumento de rigidez. Para propósitos del diseño, sin embargo, todos estos dispositivos tienen un comportamiento muy similar con respecto a la curva tensión deformación.

La Figura 5(b) presenta curvas similares pero sólo para el Disip2SL30_2 (200 mm de altura vertical) y el Disip4SL30_2 (110 mm de altura vertical) de los dispositivos propuestos preliminarmente. En este caso es notorio el aumento en la rigidez debido a la reducción en la dimensión vertical. Por consiguiente, la resistencia a la plastificación también se aumenta puesto que el desplazamiento de plastificación es

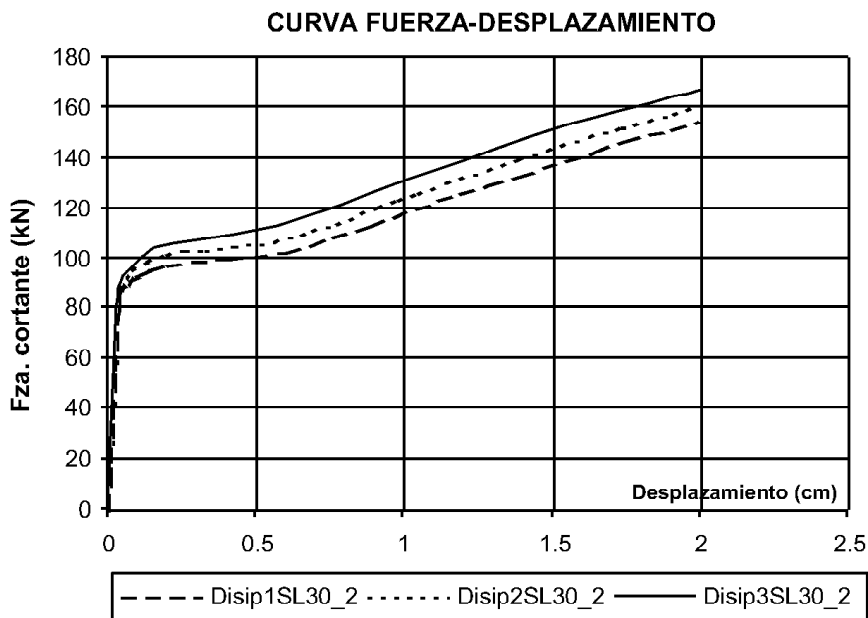


Figura 5(a). Curvas fuerza-desplazamiento monotónicas no lineales para los dispositivos preliminares con 200 mm de altura disipativa.

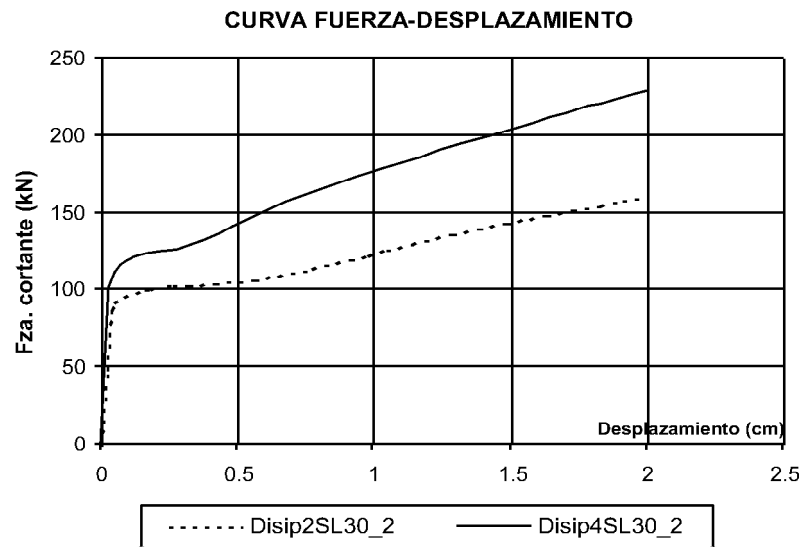


Figura 5(b). Curvas fuerza-desplazamiento monotónicas no lineales para dispositivos que incluyen un rigidizador horizontal pero con 110 y 200 mm de altura disipativa.

relativamente constante entre estos dos dispositivos preliminares. La pendiente post-plastificación también es relativamente constante aunque hay un incremento pequeño en la rigidez debido a la reducción en la altura vertical. Con respecto a la energía disipada es significativamente más grande para el dispositivo más rígido y estos resultados se explican demandando una mayor capacidad de deformación en el material.

La figura 5(c) muestra la influencia del endurecimiento por deformación en la curva fuerza-desplazamiento monotónica para el dispositivo Disip2SL30_2. El modelo sin endurecimiento muestra un incremento pequeño en la fuerza debido a zonas que inicialmente no alcanzan el punto de plastificación. La curva es relativamente plana después de la plastificación indicando que el dispositivo plastifica casi completamente al mismo desplazamiento. Este resultado también indica que para un desplazamiento relativo impuesto de 20 mm las deformaciones son mucho más grandes que las correspondientes al

inicio de plastificación demandando una capacidad de deformación grande.

La tabla 1 resume los resultados del proceso de selección. Los dispositivos Disip1SL30_2 y Disip2SL30_2 son descartados debido a la abolladura. El desplazamiento relativo de los disipadores durante un movimiento sísmico severo puede ser aproximadamente 10mm, por consiguiente el desplazamiento de abolladura debe ser más grande que este valor. Los desplazamientos de inicio de abolladura para estos dos dispositivos son sólo de 4,98 y 8,95 mm.

Los dispositivos Disip3SL30_2 y Disip4SL30_2 tienen desplazamientos de inicio de abolladura de 17,87 y 14,2 mm, respectivamente. Las ventajas principales del dispositivo Disip4SL30_2 comparadas con el Disip3SL30_2 es su rigidez más grande y disipación de energía, así como su área fresada más pequeña. Sin embargo, estas ventajas requieren una ductilidad del material más grande. Por consiguiente, la defor-

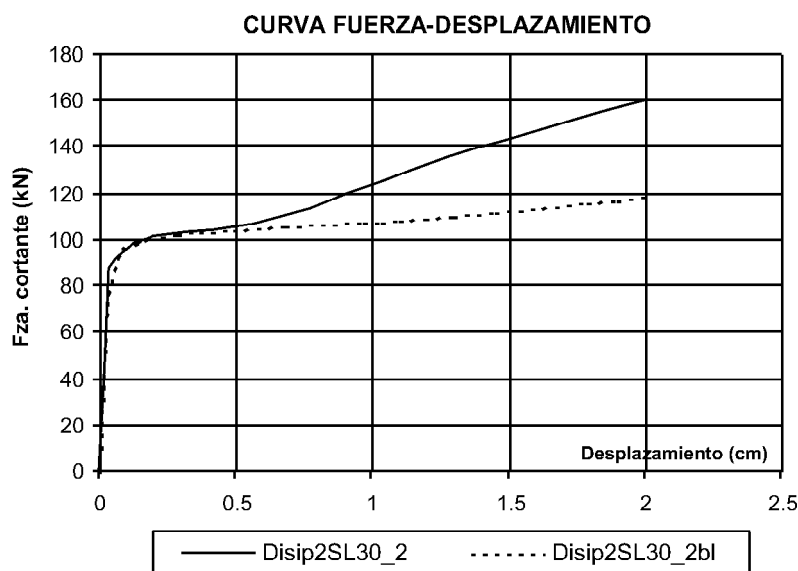


Figura 5 (c). Curvas fuerza-desplazamiento monotónicas no lineales para el dispositivo Disip2SL30_2 incluyendo y sin incluir el endurecimiento del material.

Tabla 1. Criterio de selección para las dimensiones del disipador

	CRITERIO DE SELECCIÓN	Disip1SL30_2	Disip2SL30_2	Disip3SL30_2	Disip4SL30_2
1.	Área fresada (cm ²)	500	475	450	250
2.	Número de ventanas	2	4	6	4
3.	Reacciones horizontales max. (kN)	154,54	160,392	167,015	229,296
4.	Reacciones verticales max. (kN)	13,064	13,835	14,596	15,152
5.	Deformación máxima	0,1437	0,1470	0,1515	0,2902
6.	Deformación angular max.	0,1651	0,1687	0,1749	0,3304
7.	Pendiente post-plastificación	34,986	37,2273	41,3124	64,6584
8.	Rigidez inicial (kN/cm)	2 300,35	2 422,05	2 552,15	3 238,60
9.	Energía disipada (J)	2370	2480	2600	3460
10.	Fza. de inicio de plastificación (kN)	85,984	87,425	85,853	102,016
11.	Desp. de inicio de plastificación (mm)	0,405	0,40	0,354	0,315
12.	Índice de abolladura	0,0249	0,0471	0,0993	0,1420
13.	Desp. de inicio de abolladura (mm)	4,98	8,95	17,87	14,20
14.	Tensión max. de Von Mises (kN/cm ²)	41,342	41,661	42,491	50,069
15.	Tensión tangencial max. (kN/cm ²)	23,742	24,051	24,530	28,445

mación máxima en el dispositivo para un desplazamiento relativo de 20mm es 0,2902, mucho más grande que la deformación máxima de 0,1515 para el otro. Sin embargo esta capacidad de deformación del material es admisible dado que el máximo desplazamiento relativo de 20 mm considerado es el doble del desplazamiento de trabajo del disipador (entre 0 y 10mm). Por consiguiente el dispositivo seleccionado es el Disip4SL30_2 denominado en adelante dispositivo SL30_2.

2.3 Tablas de diseño para los dispositivos SL

Como se indicó anteriormente la dimensión vertical para los dispositivos SL propuestos se fija en 110 mm, incluyendo un rigidizador horizontal, tal como se muestra en la figura 3. Estos dispositivos son denominados desde este punto como SLX_Y donde X denota el ancho total e Y denota el espesor del alma. El parámetro X varía entre 50 y 500mm y el parámetro Y puede ser 2,3,4 o 5 mm para cada valor dado de X. Consecuentemente hay 32(4x8) diferentes dispositivos bajo un patrón de respuesta similar, proporcionando una variedad de conexiones no lineales para seleccionar. Por ejemplo la fuerza de plastificación entre estos dispositivos varía de 13,65 kN a 435,5 kN.

La tabla 2 presenta un resumen de los parámetros de diseño más relevantes para estos dispositivos. Para desarrollar esta tabla se realizó una prueba de calibración numé-

rico-experimental en el Laboratorio de ISMES (Bergamo, Italia) para el dispositivo SL30_2 mostrado en la figura 3. El objetivo de la prueba fue doble: (1) calibrar el modelo no lineal realizado con el programa ANSYS y (2) Estudiar la influencia de la conexión atornillada en las curvas histeréticas y su fatiga. Las pruebas experimentales fueron cíclicas para que la curva monotónica mostrada en figura 6 corresponda al esqueleto de la figura 7(b). La figura 6 muestra esta calibración numérico-experimental indicando que se puede obtener una buena correlación usando el modelo de plasticidad relativamente simple con endurecimiento isotrópico. Esto es considerado una ventaja del dispositivo comparado con otros basados en fricción o en la respuesta viscoelástica que son más difíciles de modelar. Por ejemplo los dispositivos de fricción son significativamente afectados por la velocidad de deslizamiento o presión de contacto normal. Por otra parte los dispositivos viscosos son afectados por la temperatura. En contraste el acero es un material más simple de modelar y estable bajo una variedad de condiciones medioambientales.

El segundo objetivo experimental fue más complejo ya que involucró varios detalles de conexión para determinar la fatiga potencial debido a cargas continuas como el viento. Los tornillos fueron todos de 20 mm de diámetro pero su fuerza de pretensado o las dimensiones de los agujeros fueron variadas entre 21, 22 y 24 mm. Se realizaron pruebas cíclicas para obtener curvas histeréticas y de fatiga.

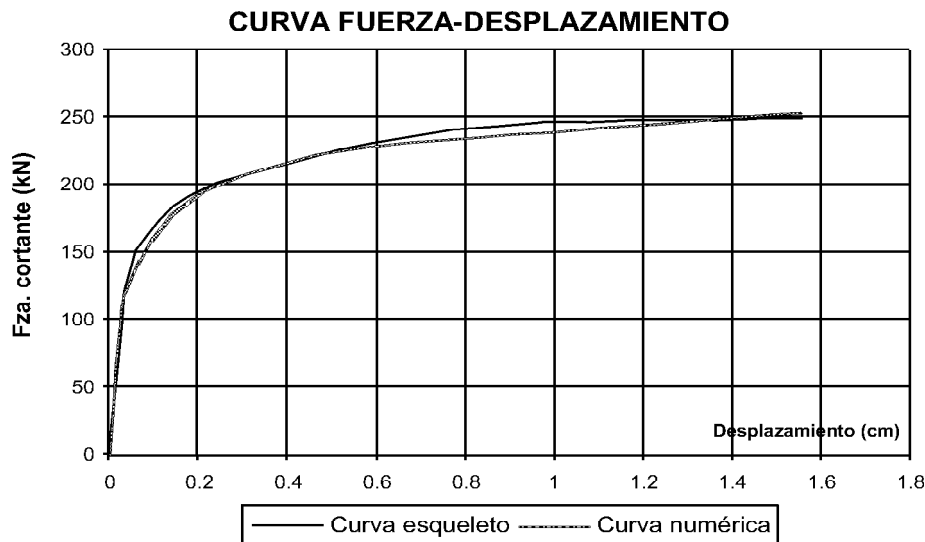


Figura 6. Curva fuerza-desplazamiento monotónica, experimental y numérica para el dispositivo SL30_2.

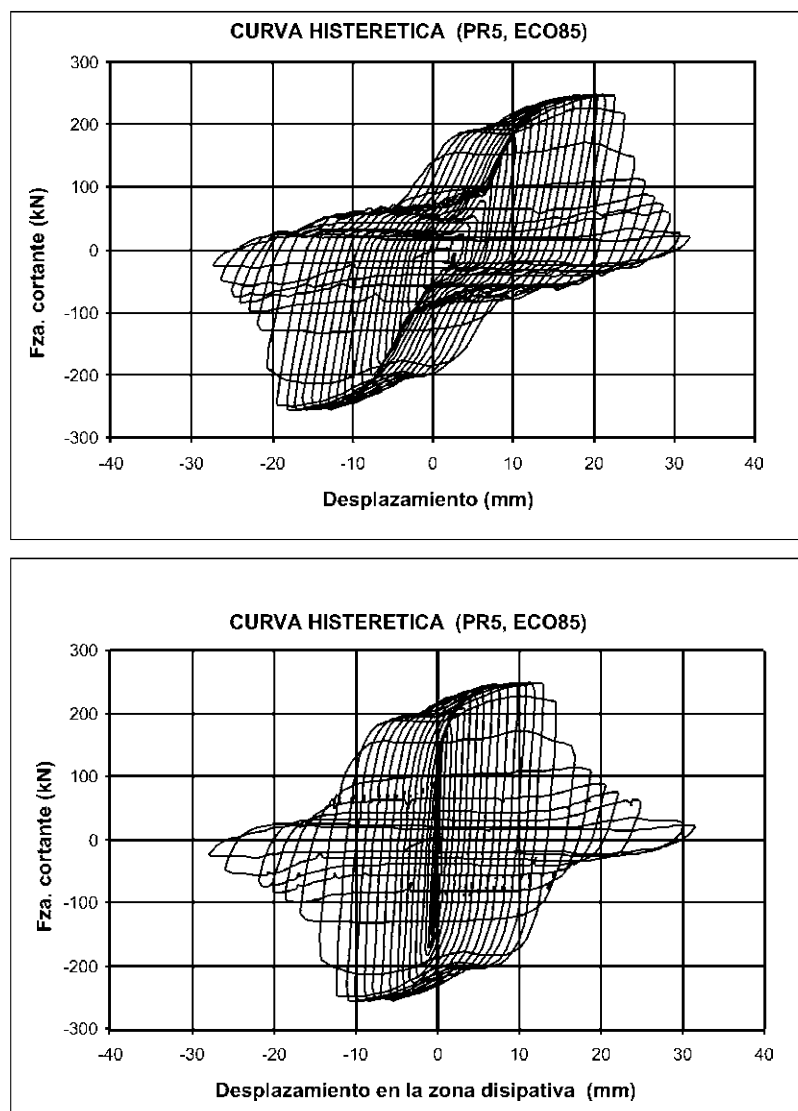


Figura 7. Curvas histeréticas experimentales para el dispositivo SL30_2.
 (a) Curva histerética incluyendo deslizamiento de la conexión atornillada.
 (b) Curva histerética sin incluir deslizamiento de la conexión atornillada.

La Figura 7 muestra las curvas histeréticas para la conexión con la tolerancia más reducida, es decir agujeros de 21 mm. La figura 7(a) incluye el deslizamiento en la conexión mien-

tras la curva en 7(b) no incluye este deslizamiento (Esto indica que la primera curva es obtenida usando transductores de desplazamiento sobre los agujeros y la segunda curva

dentro de los agujeros). La fuerza de plastificación experimental fue aproximadamente de 150 kN y el desplazamiento de plastificación aproximadamente de 0,5-1 mm. La energía disipada total acumulada antes de cualquier degradación de los dispositivos fue de 77,528 kN.mm y 53,851 kN.mm para la primera y segunda curva, respectivamente. Para el segundo caso la energía disipada total después de la degradación del dispositivo, es decir incluyendo el modo de flexión, fue de 97,21 kN.mm. Esto indica que una energía adicional significativa puede lograrse por el modo de flexión así como por el deslizamiento de la conexión. Sin embargo, el deslizamiento no es considerado una buena característica de la respuesta puesto que es difícil de predecir además del impacto que ocasiona. Por consiguiente la tolerancia debe ser reducida tanto como sea posible, sólo para instalar los dispositivos.

Con respecto a la fatiga debida a cargas repetitivas como el viento, ésta fue observada pero después de un número grande de ciclos, incluso para un desplazamiento impuesto grande.

Esto fue un resultado bastante sorprendente ya que inicialmente fue estimado para un número pequeño de ciclos en + - 10mm. Experimentalmente se observó que incluso con este desplazamiento relativo grande el número de ciclos fue más de cien. Este resultado se explica por el deslizamiento de las conexiones atornilladas que redujeron la deformación plástica significativamente en los dispositivos, particularmente después de los ciclos iniciales. El modo de fallo experimental fue fatiga de las conexiones verticales atornilladas que sujetaron los dispositivos a la máquina de prueba. Debido a las restricciones experimentales estos tornillos fueron soldados a una placa horizontal, rellenando los agujeros de 21 mm. Esta soldadura falló después de un número grande de ciclos, probablemente por el impacto continuo causado por el deslizamiento de los tornillos en los agujeros. Teniendo en cuenta que el desplazamiento relativo debido a las cargas del viento será mucho más pequeño que 10 mm puede concluirse de las pruebas que la fatiga no es una restricción en estos dispositivos, por lo menos, proporcionando una tolerancia mínima de

Tabla 2. Parámetros más relevantes para el diseño de los dispositivos

Dispositivo	E	K1 kN/cm	K2 kN/cm	dy mm	fy kN	Dy mm	Fy kN	Fmax kN	Da mm	Ed kN.cm
SL5_2	2	546,1	14,4	0,250	13,65	0,463	25,27	47,32	39,93	54
SL5_3	3	663,5	13,4	0,321	21,30	0,549	36,40	56,59	89,87	69
SL5_4	4	763,8	11,8	0,357	27,27	0,628	47,96	65,26	159,83	84
SL5_5	5	834,3	8,8	0,357	29,78	0,716	59,76	72,93	249,81	97
SL10_2	2	1 273,8	22,1	0,250	31,85	0,437	55,68	89,56	29,81	109
SL10_3	3	1 644,4	21,6	0,277	45,55	0,491	80,67	113,62	67,10	146
SL10_4	4	1 979,1	20,1	0,304	60,16	0,540	106,86	136,91	119,35	182
SL10_5	5	2 216,7	17,4	0,331	73,26	0,600	133,00	159,27	186,45	216
SL15_2	2	2 285,9	22,4	0,250	57,15	0,567	129,60	163,04	20,29	216
SL15_3	3	2 929,6	23,3	0,268	78,51	0,565	165,55	200,32	45,66	271
SL15_4	4	3 493,5	22,9	0,286	99,91	0,573	200,20	236,30	81,18	325
SL15_5	5	3 856,1	22,3	0,321	123,78	0,618	238,33	271,48	126,85	377
SL20_2	2	2 971,2	24,1	0,250	74,28	0,536	159,18	195,36	15,96	262
SL20_3	3	3 980,0	24,9	0,268	106,66	0,527	209,68	274,72	35,92	339
SL20_4	4	4 719,3	25,8	0,286	134,97	0,553	261,00	298,88	63,85	414
SL20_5	5	5 262,7	24,0	0,321	168,93	0,596	313,46	39,12	99,77	489
SL25_2	2	3 660,6	24,3	0,250	91,51	0,514	188,18	224,74	14,44	305
SL25_3	3	4 859,0	25,2	0,268	130,22	0,524	254,52	292,09	32,50	404
SL25_4	4	5 921,3	24,7	0,286	169,35	0,544	321,82	358,05	57,79	501
SL25_5	5	6 613,5	24,5	0,321	212,29	0,588	389,20	423,17	90,30	597
SL30_2	2	4 353,6	24,5	0,250	108,84	0,497	216,56	253,78	13,75	348
SL30_3	3	5 791,0	25,5	0,268	155,20	0,513	297,22	336,02	30,93	468
SL30_4	4	7 129,9	25,4	0,286	203,91	0,531	378,46	416,81	54,99	587
SL30_5	5	7 981,8	25,2	0,321	256,21	0,575	459,17	496,73	85,92	704
SL40_2	2	5 820,4	30,9	0,250	145,51	0,490	285,12	331,02	14,02	455
SL40_3	3	7 778,5	32,0	0,268	208,46	0,507	394,44	442,74	31,55	619
SL40_4	4	9 621,2	33,1	0,286	275,17	0,523	503,33	553,98	66,90	781
SL40_5	5	10 777,4	31,8	0,321	345,95	0,570	614,29	662,15	104,53	941
SL50_2	2	7 223,6	32,9	0,250	180,59	0,473	342,00	391,08	13,40	542
SL50_3	3	9 703,1	35,9	0,268	260,04	0,495	480,00	533,58	30,16	749
SL50_4	4	12 109,3	32,7	0,286	346,33	0,514	622,22	671,76	53,62	954
SL50_5	5	13 566,7	31,0	0,321	435,49	0,563	764,00	810,65	83,79	1160

K_1 , Rigidez inicial
 K_2 , Rigidez post-plastificación
 d_y , Desplazamiento de inicio de plastificación
 f_y , Fuerza de inicio de plastificación
 D_y , Desplazamiento de plastificación

F_y , fuerza de plastificación
 F_{max} , fuerza máxima a 1.559 cm
 D_a , Desplazamiento de inicio de abolladura
 E , Espesor del área fresada
 E_d , Energía disipada

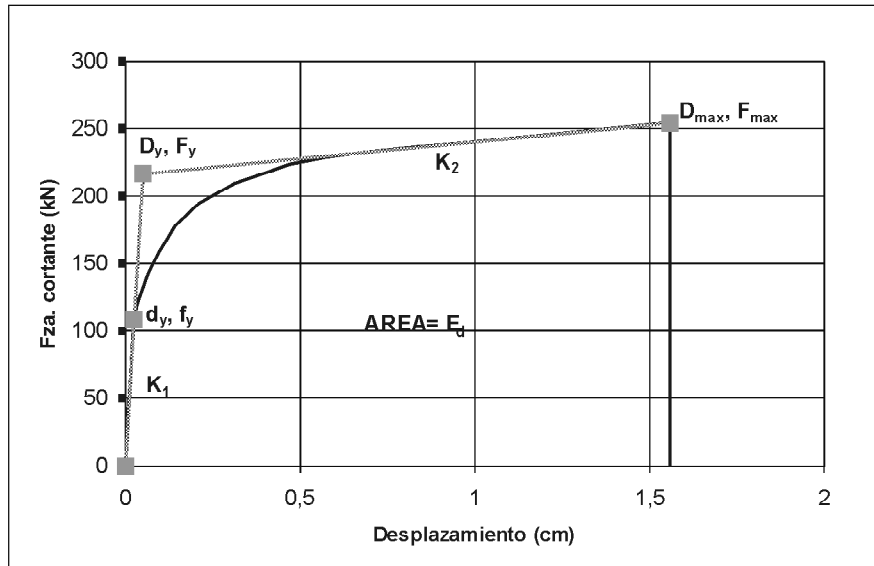


Figura 8. Parámetros de las tabla 2.

1 mm en los agujeros. Los dispositivos normalmente se instalan después de completar la construcción de la estructura, para que estos no soporten cargas verticales significativas. Consecuentemente debido a las deformaciones del edificio, la tolerancia siempre es necesaria para instalar los dispositivos.

3. SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD INCORPORANDO DISIPADORES SL

3.1 Validación experimental

Esta sub-sección presenta los resultados experimentales para un modelo de un piso protegido con disipadores “Shear Link” ensayados en el laboratorio de ISMES en Bergamo, Italia. El modelo es un sistema de acero excitado en una dirección con diferentes niveles de intensidad del registro de Santa Cruz durante el Terremoto de Loma Prieta. El modelo mostrado en Figura 9(a) está formado por un pórtico flexible con un periodo de 0,5s y dos muros de hormigón que conectan los dispositivos SL y las vigas. El periodo del sistema rígido (considerado una respuesta lineal de los dispositivos SL) es de 0,1 s. La prueba consistió en aumentar el factor de escala de la aceleración máxima de 0,25 a 2. El número total de pruebas fueron 5, y los dispositivos no se reemplazaron después de cada una, aunque ellos plastificaron desde la primera prueba.

La figura 9(b) muestra el desplazamiento experimental para el sistema flexible (el pórtico simple), el sistema rígido (el pórtico simple más los muros de hormigón y suponiendo una respuesta lineal de los dispositivos SL), y el sistema propuesto

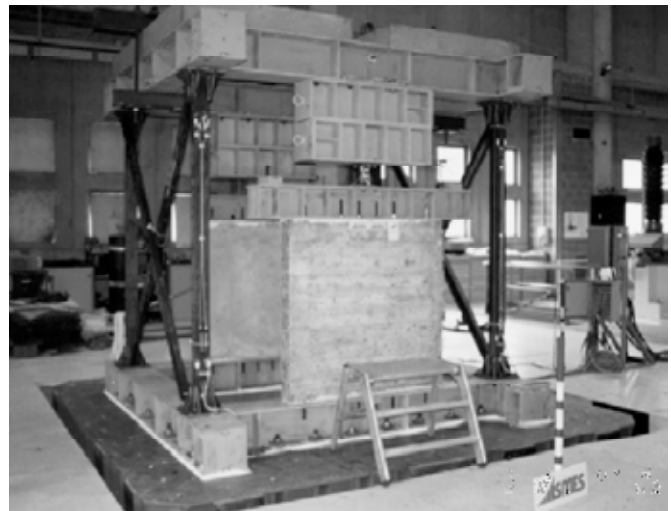


Figura 9 (a). Modelo experimental ensayado en el laboratorio de ISMES, Italia.

(el pórtico flexible más los dispositivos SL). La figura también presenta los resultados numéricos usando el programa SAP2000 para compararlos con los experimentales. Se observa una correlación buena para el rango completo de factores de escala del terremoto. Con respecto a la respuesta del sistema propuesto se observa que se encuentra entre los sistemas rígido y flexible, pero mucho más cerca al rígido. Por consiguiente los desplazamientos se controlan eficazmente.

La figura 9(c) muestra gráficas similares pero para el cortante basal total experimental. Claramente los resultados numéricos y experimentales están muy bien correlacionados en el rango completo, indicando una buena previsibilidad del sistema. También se observa que las fuerzas están significati-

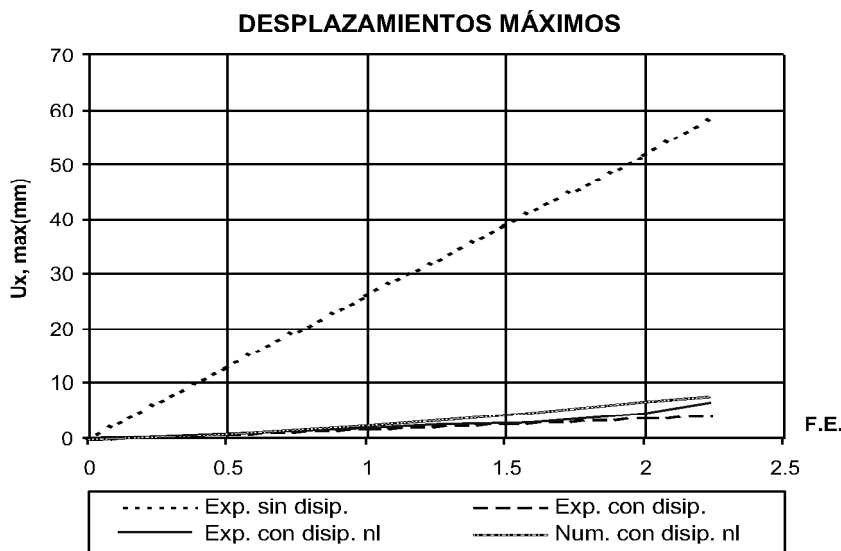


Figura 9(b). Desplazamientos experimentales y numéricos para los modelos Lineales (flexible y rígido) y protegido.

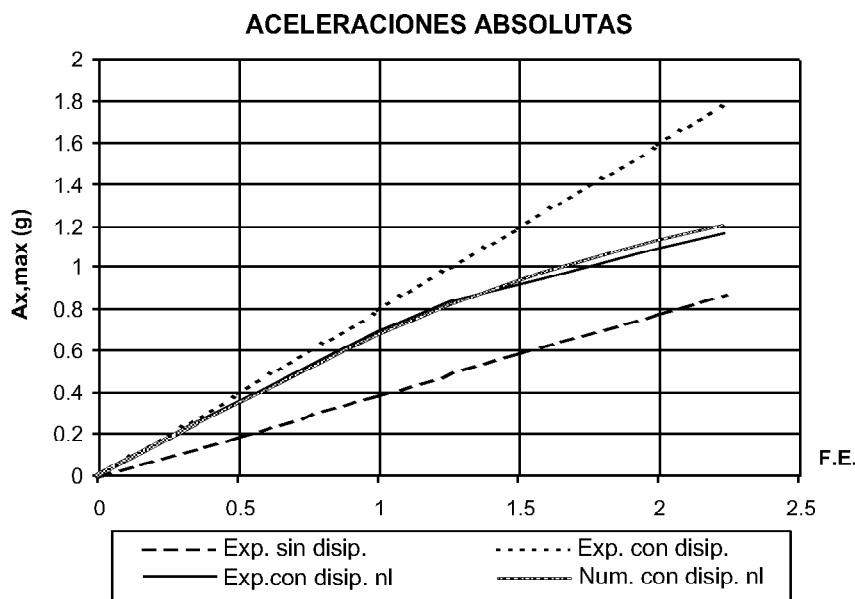


Figura 9(c). Resultados similares pero para el cortante basal total.

vamente reducidas, en particular para valores grandes de los factores de escala del terremoto. Los dispositivos SL, sin embargo, parecen ser relativamente más fuertes que lo deseable ya que ellos empiezan reduciendo las fuerzas significativamente con un factor de escala de 2. Esto se explica por la capacidad de fluencia real del material, mucho más grande que la especificada originalmente para los dispositivos. Usando estos dispositivos por consiguiente no es suficiente con garantizar una fuerza de plastificación mínima sino también una máxima.

3.2 Ecuaciones diferenciales paramétricas de un grado de libertad

La respuesta dinámica de un sistema lineal de un grado de libertad equipado con dispositivos SL (figura 10) puede representarse por la siguiente ecuación diferencial:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (3)$$

Donde M = masa, u = desplazamiento relativo, u_g = desplazamiento del suelo, C = amortiguamiento estructural equivalente, K = rigidez del sistema elástico lineal y R = la fuerza en la conexión histerética SL. Esta ecuación puede transformarse en una forma paramétrica dividiéndola por la aceleración máxima del suelo como

$$\mu(t) + 2\xi\omega\dot{\mu}(t) + \omega^2\mu(t) + \rho(t)\eta = -\frac{u_g(t)}{\ddot{u}_{g,max}} \quad (4)$$

Donde aparecen parámetros conocidos como la frecuencia circular $\omega^2 = K/M$ y la fracción de amortiguamiento crítico $\xi = C/2M\omega$. El desplazamiento relativo es dividido por la aceleración máxima del terreno como $\mu(t) = u(t)/\ddot{u}_{g,max}$. La fuerza no lineal en la conexión SL se normaliza usando su fuerza de plastificación inicial como $\rho(t) = R(t)/F_y$. Finalmente, la fuerza de plastificación inicial es dividida por la

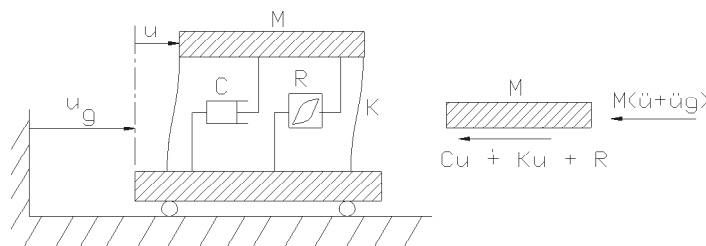


Figura 10. Sistema de un grado de libertad equipado con un dispositivo SL.

masa y el desplazamiento máximo del terreno para definir el coeficiente de resistencia $\eta = F_y / (M \cdot u_{g,max})$.

Antes de que los dispositivos SL plastifiquen, el sistema responde linealmente con una rigidez global inicial (\bar{K}_1). Cuando los dispositivos plastifican la rigidez global decae a \bar{K}_2 . Si los dispositivos no tuvieran endurecimiento la nueva rigidez global \bar{K}_2 , sería aquella del pórtico simple (K_e). En general cuando los dispositivos SL plastifican la nueva rigidez está entre \bar{K}_1 y \bar{K}_2 , dependiendo de la relación real del endurecimiento por deformación (incluido en la tabla 2) del dispositivo. Considerando una aproximación bi-lineal para la histéresis del dispositivo resulta una relación post-plastificación equivalente $\bar{K}_2 = (K_e + K_2)$, donde K_e es la rigidez del sistema lineal y K_2 es la rigidez post-plastificación del dispositivo SL. Por consiguiente, la relación del endurecimiento por deformación equivalente es $\bar{\gamma} = (K_e + K_2) / (K_e + K_1)$, donde K_1 es la rigidez inicial de la conexión SL (K_1 y K_2 se dan en la tabla 2).

3.3 Espectros de respuesta no lineales

Las figuras 11 presentan varios espectros de respuesta no lineales [12] para un sistema lineal de un grado de libertad equipado con dispositivos SL. Los espectros están calculados para doce terremotos Californianos (Imperial Valley (19 mayo 40), North Palm Springs (8 Julio 86), Loma Prieta (17 Oct. 89), Landers (28 Junio 92), Northridge (17 Enero 94)), correspondiendo a condiciones locales de suelo rígido. Para representar diferentes relaciones de rigidez entre el (pórtico simple) flexible y el (pórtico simple + los muros con disipadores) rígido, los espectros incluyen dos relaciones de endu-

recimiento por deformación equivalentes ($\bar{\gamma}$). Las figuras 11(a), 11(c) y 11(e) corresponden a una relación de endurecimiento baja (0,1) y las figura 11(b), 11(d) y 11(f) corresponden a una alta (0,3). En general, puede concluirse que cuando la relación $\bar{\gamma}$ aumenta, disminuye la efectividad del sistema propuesto. Ésta es la razón principal para adoptar la ubicación de los SL en los muros de hormigón mostrados en la figura 2. Por otra parte, esta relación depende de varios parámetros como la distribución de los pilares y secciones mínimas para las cargas verticales. En general, estos factores no pueden ser adoptados libremente por el diseñador debido a restricciones arquitectónicas o de cargas verticales mínimas.

Para propósitos de diseño las figura 11(a), (b), (c) y (d) proporcionan una herramienta para seleccionar la resistencia de los disipadores. Limitando el desplazamiento máximo por ejemplo a 10 mm, la ductilidad equivalente disponible para un desplazamiento de fluencia de 0,25 mm es $\mu = 40$. Por consiguiente la resistencia equivalente mínima para $\bar{\gamma} = 0,1$ y para una estructura con 0,5 s de periodo fundamental es 0,15. Para una aceleración del terreno máxima de 0,4g y un peso total del edificio $W = 200000$ kg la resistencia mínima es $F_y = 120$ kN. Por consiguiente de la tabla 2, se requieren cuatro dispositivos SL5_5 o cuatro SL10_2. Sin embargo, el primer juego es preferible porque su desplazamiento de inicio de abolladura es mucho más grande que para el segundo.

Por otra parte, la fuerza máxima en el sistema lineal sería aquella que corresponde a 10 mm de desplazamiento, siendo más pequeña cuanto el sistema vertical sea más flexible.

Finalmente, las figura 11(e) y (f) muestran el factor de reducción de resistencia como una función de la ductilidad

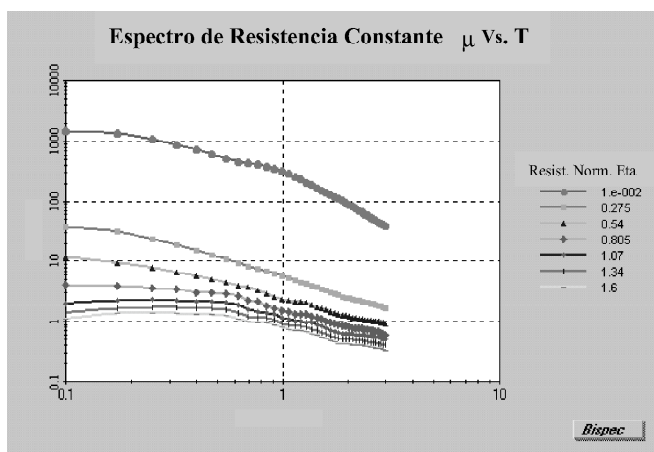


Figura 11 (a). Espectros no lineales de resistencia constante para $\bar{\gamma} = 0,1$ y $\xi = 5\%$.

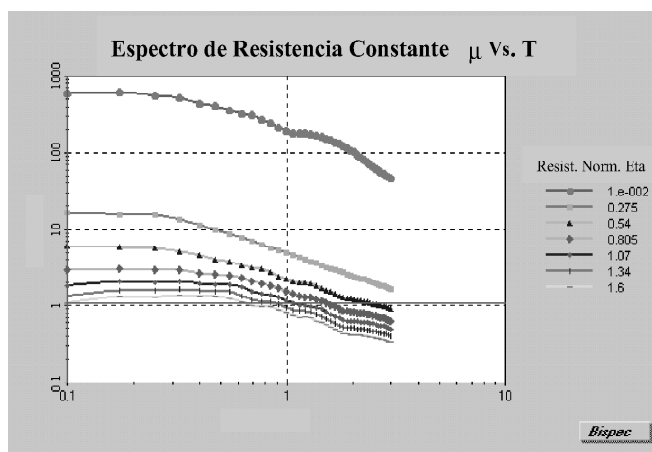


Figura 11 (b). Espectros no lineales de resistencia constante para $\bar{\gamma} = 0,3$ y $\xi = 5\%$.

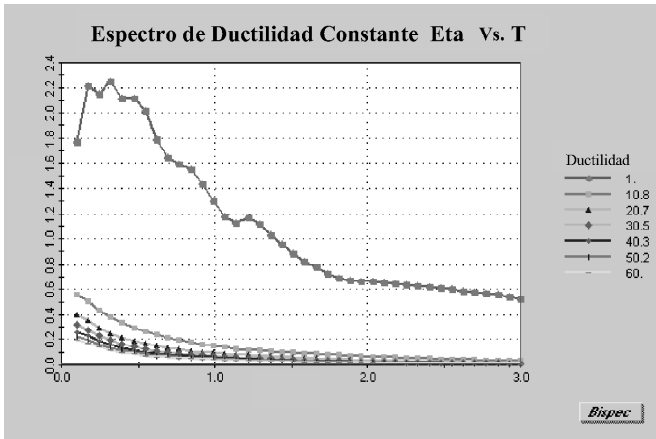


Figura 11 (c). Espectros no lineales de ductilidad constante para $\bar{\gamma} = 0,1$ y $\xi = 5\%$.

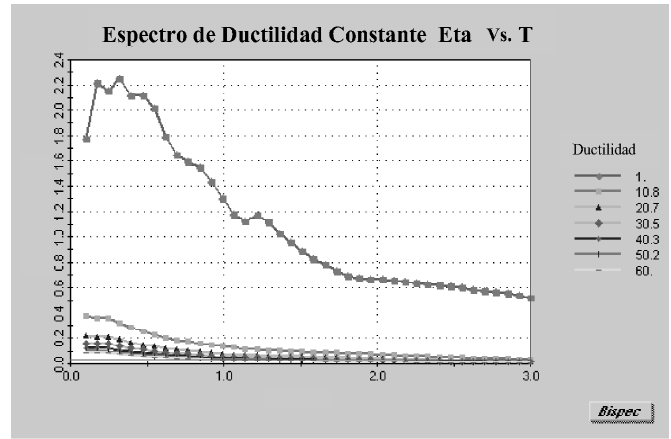


Figura 11 (d). Espectros no lineales de ductilidad constante para $\bar{\gamma} = 0,3$ y $\xi = 5\%$.

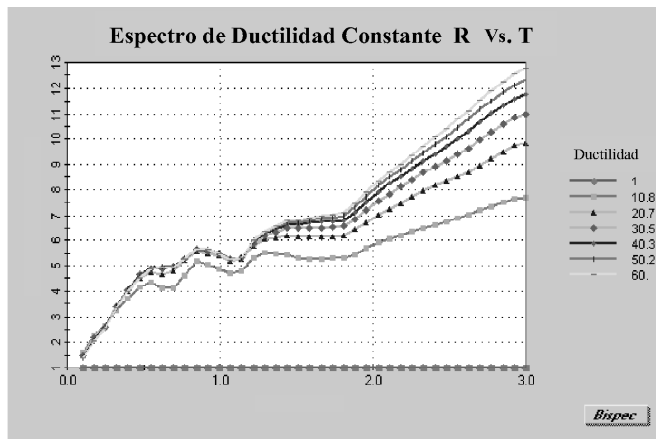


Figura 11 (e). Espectros no lineales de factor de reducción para $\bar{\gamma} = 0,1$ y $\xi = 5\%$.

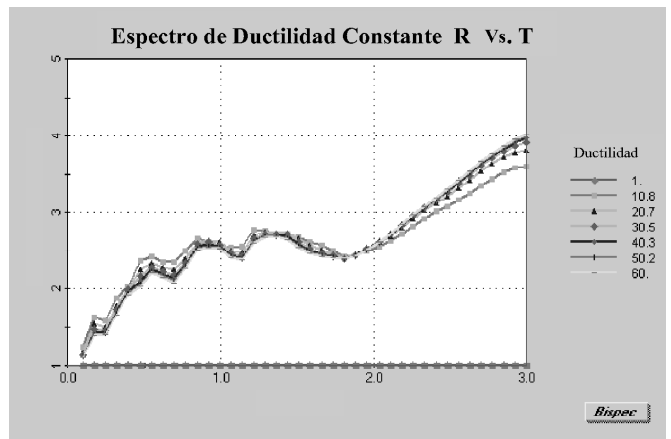


Figura 11 (f). Espectros no lineales de factor de reducción para $\bar{\gamma} = 0,3$ y $\xi = 5\%$.

equivalente disponible. Por consiguiente para el ejemplo mencionado ($\mu = 40$) y para un $T = 2,5$ el factor de reducción debería ser $R = 9,8$ y $R = 3,3$ correspondiendo a $\bar{\gamma} = 0,1$ y $\bar{\gamma} = 0,3$ respectivamente. Esto indica que es posible reducir las fuerzas sísmicas 9,8 veces las elásticas, proporcionando una relación pequeña de rigidez flexible a rígido. Esto también ilustra que los disipadores SL son más eficaces para

los sistemas flexibles como edificios altos o prefabricados de poca altura en comparación a edificios rígidos.

Para concluir, el artículo presenta la figura 12(a), la cual muestra la construcción del primer edificio que incorpora estos dispositivos en la ciudad de Lima. La figura 12(b) muestra una de las pantallas donde se ubica los disipadores.



Figura 12(a). Primer edificio con disipadores SL, en la ciudad de Lima, Perú.



Figura 12(b). Pantalla con disipadores SL.

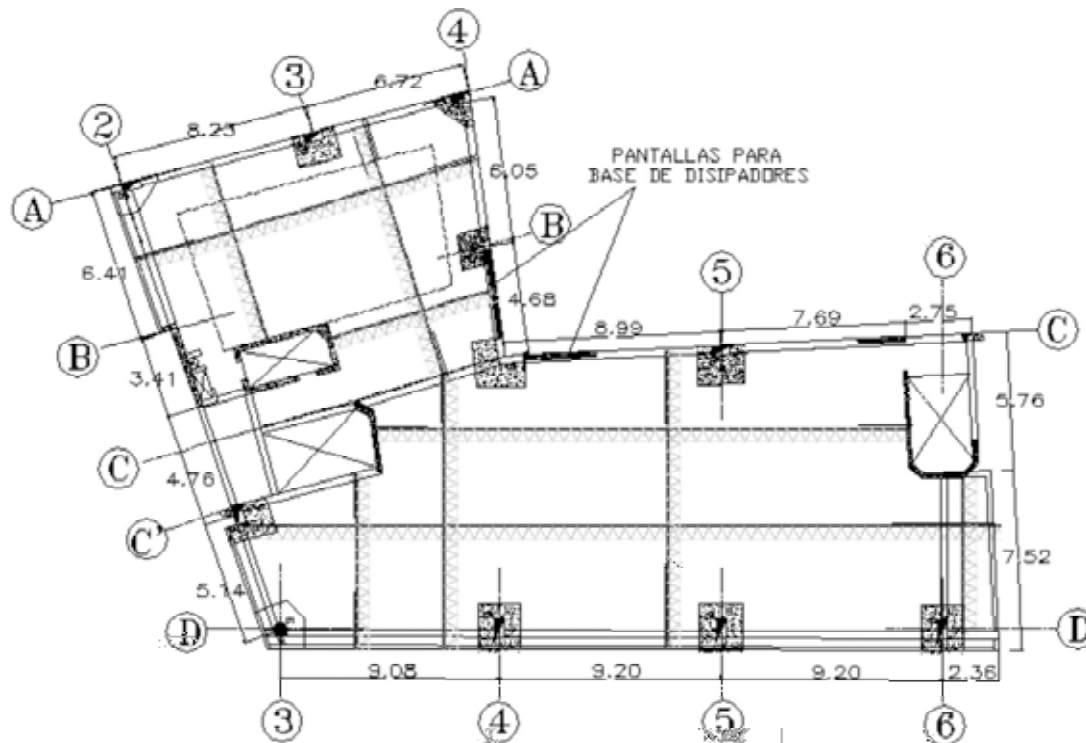


Figura 13. Planta del edificio con la ubicación de las pantallas desacopladas, para base de disipadores.

El edificio es de losa reticular mixta [13] con planta libre de 20 m y el uso será de casino. La altura será de 7 plantas y la incorporación del sistema permitió de forma simple proporcionar ductilidad a un edificio con gran irregularidad en planta (ver figura 13). Se prevé la finalización de la construcción de este edificio en marzo del año 2004.

5. CONCLUSIONES

Este artículo presenta un disipador “Shear Link (SL)” generalizado para diseño sísmico. El dispositivo se puede usar para

reforzar la resistencia sísmica de estructuras existentes o para proporcionar ductilidad a edificios de nueva construcción. Esta última aplicación hace pensar en un sistema estructural innovador dónde un diseñador puede localizar las demandas de ductilidad en puntos específicos. Por consiguiente, es un paso hacia adelante en la práctica del diseño convencional actual basada en pórticos flexibles dúctiles o muros rígidos, puesto que esta conexión puede proporcionar un sistema estructural rígido pero dúctil. El artículo describe los dispositivos SL propuestos dando tablas de diseño. Las fuerzas de plastificación de los dispositivos varían de 13,65 kN a 435,5 kN. El

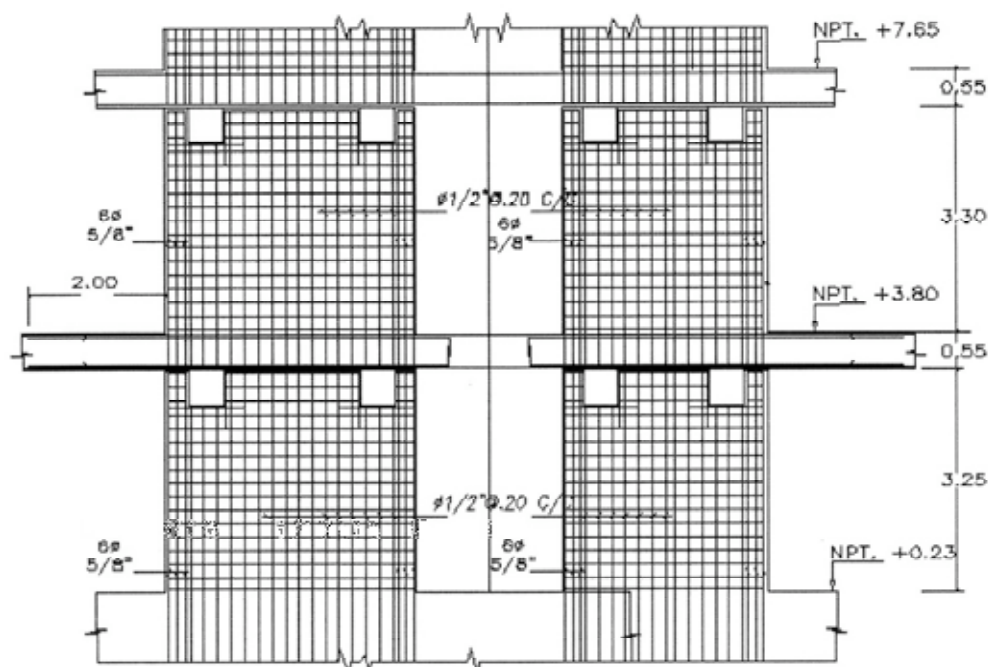


Figura 14. Pantallas desacopladas con armadura, para base de disipadores.

desplazamiento de plastificación es muy pequeño, alrededor de 0,25 mm para todos los dispositivos. Se presentan las correlaciones numérico-experimentales para las curvas histéricas de un dispositivo y para un sistema lineal de un grado de libertad equipado con dispositivos SL ensayados en mesa vibrante. Las correlaciones muestran que un modelo relativamente simple de plasticidad con endurecimiento isotrópico puede representar de forma precisa la respuesta no lineal del acero y que el sistema global puede modelarse con un análisis paso a paso en el tiempo que localice la respuesta plástica. Los resultados experimentales indican que la fatiga debida a carga frecuentes como el viento no es significativa, y que se puede controlar con una holgura mínima (de montaje) entre el dispositivo y sus placas de apoyo. Por otra parte, esta holgura se requiere siempre sólo para instalar los dispositivos con un mínimo de tolerancia, después de finalizar la construcción del sistema estructural para cargas verticales.

Con respecto a la reducción de las fuerzas sísmicas globales que el sistema proporciona, los espectros no lineales incluidos en el artículo indican valores de hasta 10. En la opinión de los autores, sin embargo, esta reducción debería ser similar a las reducciones aplicadas en la práctica del diseño convencional. En ese sentido para propósitos prácticos se recomienda adoptar coeficientes de reducción de fuerzas R altos, adoptando detalles de ductilidad mínimos para los elementos estructurales restantes.

REFERENCIAS

1. Bozzo, L. and Barbat A. Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas, Editorial Reverté, Barcelona, 1999.
2. Naeim F, Kelly J.M. Design of seismic isolated structures, From Theory to Practice, John Wiley & sons; New York 1999.
3. Ordoñez D, Foti D, Bozzo L. Comparative study of the inelastic response of base isolated building, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2003; 32,315-342
4. Scholl, R. Fundamental design issues for supplemental damping applications, Earthquake Spectra 1993; 9(3), 627-636.
5. Kabori, T., Miura, Y., Fukuzawa, E., Y., Yamada, T., Arita, T., Miyagawa, N., Tanaka, N. Y Fukumoto, T. Development and application of hysteresis steel dampers, Earthquake engineering, Tenth World Conference 1992; 2341-2346
6. Rai, D.C. and Wallace, B.J. Aluminium Shear-links for enhance seismic resistance, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1998; 27,315-342
7. Cahis X, Torres LI, Bozzo L. An inovative elasto-plastic energy dissipator for the structural and non-structural building protection, 12th World Conference on Earthquake Engineering 2000; Auckland, New Zeland.
8. Roeder, C.W., and Popov, E.P. Inelastic behavior of eccentric braced steel frames under cyclic loadings, EERC Report no. 77-18, Earthquake Engineering Research Center 1977, University of California, Berkeley.
9. Kasai, K. and Popov, E.P. Cyclic web buckling control for shear link beams, Journal of Structural Engineering 1986; ASCE, 110(3), 505-523.
10. Bozzo, L.M., Cahís,X. y Torres, LI. A shear type energy dissipator for the protection of masonry infill walls, Proceedings of the Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering 1998; Seattle, Washington
11. Soong, T.T. and Dargush, G.F. Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering, John Wiley & Sons; New York 1997.
12. Hachem, Mahmoud M. BiSpec program, Pacific Earthquake Engineering Research Center. Richmond, CA.
13. Bozzo, M., Bozzo, L. Losas Reticulares Mixtas. Proyecto, análisis y dimensionamiento, Editorial Reverté, Barcelona, 2003

Influencia de las tensiones residuales en la relajación de los aceros de pretensado

Influence of residual stresses in the stress relaxation of prestressed concrete wires



José Miguel Atienza

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero de Materiales
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ciencia de Materiales. UPM



Manuel Elices

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Licenciado en Ciencias Físicas
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ciencia de Materiales. UPM

RESUMEN

Este estudio demuestra la influencia de las tensiones residuales, generadas en los alambres de acero por el proceso de trefilado, en la relajación de las armaduras activas del hormigón pretensado. Se han realizado ensayos de relajación sobre diferentes alambres, todos con similares propiedades mecánicas, pero con distintos perfiles de tensiones residuales. Las tensiones residuales se han medido mediante difracción de rayos X y neutrones y se han simulado numéricamente. Los resultados han mostrado la importancia de las tensiones residuales en las pérdidas por relajación de los alambres. Además se ha aclarado el efecto, a veces controvertido, de tratamientos como el prestirado, tratamientos térmicos o tratamientos termomecánicos sobre la relajación de las armaduras. Para correlacionar las propiedades mecánicas de los alambres con sus pérdidas de relajación, es necesario tener en cuenta las tensiones residuales inducidas por el trefilado y modificadas por los tratamientos posteriores.

SUMMARY

This study demonstrates the influence of residual stresses in steel wires for prestressed concrete on the stress relaxation losses. Standard stress relaxation tests were performed on different types of wire, all with the same mechanical properties but with different residual stresses. Residual stresses were measured by X-ray and neutron diffraction techniques and simulated by the finite element method. The

experimental results show the importance of residual stresses on the stress relaxation. The role, sometimes controversial, of initial pre-stretching, heat treatments and thermomechanical treatments on stress relaxation losses can also be understood in the light of the residual stresses induced during cold-drawing. Residual stresses must be taken into account for any correlation between mechanical properties and stress relaxation losses in the steel wires for prestressed concrete.

Palabras Clave: Armaduras Activas, Tensiones Residuales, Relajación, Hormigón Pretensado

1. INTRODUCCIÓN

En el hormigón pretensado, las armaduras activas son las encargadas de suministrar la fuerza de pretensado al hormigón y para ello se las somete a una tensión de tracción inicial muy elevada. Sin embargo, esta tensión disminuye paulatinamente por diferentes causas, entre ellas la relajación de las armaduras. Esta pérdida de tensión se traduce en una disminución de la fuerza de pretensado y consecuentemente en una menor seguridad de la estructura. Así pues, la relajación de tensiones de las armaduras activas es muy importante en este tipo de estructuras, lo que hace que los códigos de diseño hayan propuesto unos límites para la carga inicial que deben aguantar los tendones de acero, así como unas recomendaciones para mantener estas pérdidas dentro de unos márgenes seguros.

Normalmente, las pérdidas de relajación se miden mediante unos ensayos estandarizados, cuyos resultados deben ser aportados por el fabricante para la aceptación de las armaduras. Por ejemplo, los alambres que tienen unas pérdidas inferiores al 2.5% de la tensión inicial (después de 1000 horas, cuando se someten al 70% de su resistencia a tracción) se llaman alambres de baja relajación.

Los numerosos ensayos realizados en los últimos 40 años han permitido conocer de forma empírica la influencia de distintos factores en el fenómeno de la relajación. Por ejemplo, se sabe que cuanto mayor es la carga inicial en los alambres de acero, mayores son las pérdidas por relajación [1-4]. No obstante, algunos autores han llamado la atención sobre el hecho de que si se somete al alambre a una carga inicial muy elevada durante un corto periodo de tiempo (proceso llamado “prestiramiento”) se pueden reducir las pérdidas por relajación a largo plazo [5, 6]. Otros consideran que esta precarga inicial tiene unos resultados irrelevantes a largo plazo [7, 8, 9].

Los resultados también han sido contradictorios respecto al efecto de los tratamientos térmicos, ya que la relajación depende de la temperatura y duración de los tratamientos [10, 11, 12]. Algunas de estas inconsistencias se deben, en opinión de los autores, a la presencia de tensiones residuales en las armaduras.

El propósito de este artículo es mostrar que la presencia de tensiones residuales en los alambres de acero, debidas al proceso de trefilado, tiene una importancia fundamental en el fenómeno de la relajación. Se mostrará que con pequeños cambios en el perfil de tensiones residuales, las pérdidas por relajación se verán significativamente afectadas. Además, las tensiones residuales permitirán explicar la influencia del prestiramiento y los tratamientos térmicos en la relajación de las armaduras.

Para la primera parte del estudio, se ha trefilado un alambre ferrítico en condiciones perfectamente controladas. Este tipo de material (monofásico) permite medir las tensiones residuales con difracción de rayos X y neutrones con gran precisión y sirvió para validar un modelo numérico que reproduce el proceso de trefilado y calcula el perfil de tensiones residuales resultante. En la segunda parte de este trabajo, se ha comple-

tado el estudio utilizando un alambre comercial de pretensado, con una estructura perlítica y, por lo tanto, con dos fases (ferrita y cementita), que complica considerablemente el problema. No obstante, se ha puesto de manifiesto cómo la variación en las tensiones residuales tiene una influencia importante en los ensayos de relajación.

2. ALAMBRE FERRÍTICO (MONOFÁSICO)

2.1. Material

2.1.1. Material de partida

Como material de partida se produjeron especialmente para esta investigación unas barras rectas de acero ferrítico de 20 mm de diámetro y 6 metros de longitud.

La composición química de dichas barras aparece en la Tabla 1 y sus principales propiedades mecánicas, extraídas de ensayos de tracción, se resumen en la Tabla 2.

2.1.2. Alambres trefilados

Las barras de partida fueron trefiladas, en una pasada, hasta obtener un diámetro final de 18 mm (20% de reducción de sección). Los principales parámetros de la matriz de trefilado utilizada eran: diámetro inicial 20.05 mm, diámetro final 17.91 mm, longitud de salida horizontal 6.36 mm, ángulo de reducción $2\alpha = 15.36^\circ$.

Las tensiones residuales son muy sensibles a cualquier proceso después del trefilado, particularmente al proceso de enderezado, así que, para evitar cualquier modificación del estado de tensiones generado, las barras se mantuvieron rectas en todo momento.

Los principales parámetros mecánicos de los alambres trefilados, obtenidos en ensayos de tracción, aparecen resumidos en la Tabla 2. En la Figura 1 se comparan las curvas tensión-deformación de los alambres antes y después del trefilado.

Tabla 1. Composición química de las barras de acero ferrítico

C %	Si %	Mn %	Al %	P %	S %
0.04	0.10	0.20 – 0.45	0.02 – 0.06	< 0.035	< 0.035

Tabla 2. Propiedades mecánicas de los alambres antes y después del trefilado

	E (GPa)	$\sigma_{0.2}$ (MPa)	σ_m (MPa)	ϵ_m (%)
Material de partida	200	230	340	2.17
Alambre trefilado	205	475	500	1.6

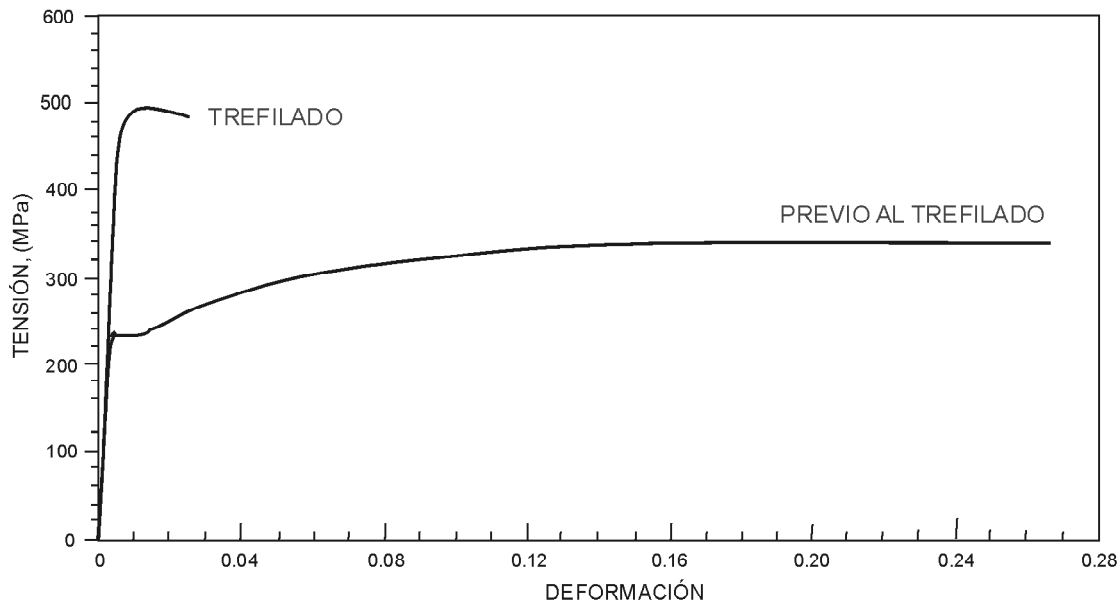


Figura 1. Curvas tensión-deformación de las barras de acero ferrítico antes y después del trefilado.

2.2. Tensiones residuales

2.2.1. Resultados experimentales

Las tensiones residuales se pueden definir como el estado de tensiones internas autoequilibradas que existe en cuerpos libres de fuerzas exteriores o restricciones actuando en su contorno. Por su propia definición, es fácil darse cuenta de la dificultad que supone poner de manifiesto y medir las tensiones residuales. En la actualidad, las técnicas de difracción (rayos X y neutrones) son los métodos más adecuados para la medida de tensiones residuales en materiales cristalinos. Detalles sobre esas técnicas se pueden encontrar en referencias [13, 14].

En este trabajo se han medido las tensiones residuales en los alambres trefilados por difracción de rayos X y neutrones. Las medidas de neutrones fueron realizadas por un equipo del Instituto de Ciencia de Materiales de Madrid (CSIC) [15] en el reactor NFL-Studsvik en Suecia, con el difractor REST, un equipo de alta resolución de dos ejes, equipado con un monocromador de doble foco que proporciona una fuente de neutrones con una longitud de onda entre 0.166 y 0.176 nm. Se empleó también un detector sensible a la posición. Las medidas con rayos X se realizaron en Madrid, con un analizador Rigaku Strainflex, con radiación $\text{CrK}\alpha$ (longitud de onda 0.229 nm). El difractor se utilizó en modo Ω con el método del seno cuadrado. En la referencia [15] se pueden encontrar detalles de estas medidas y de estas técnicas de difracción.

Las medidas experimentales de las tensiones residuales en dirección longitudinal, a diferentes profundidades, en el alambre trefilado aparecen en la Figura 2. Los resultados de los neutrones se muestran con círculos abiertos, mientras que las medidas de rayos X (en la superficie) aparecen con círculos cerrados. Se puede comprobar que el perfil de tensiones es autoequilibrado y también que en la superficie aparecen tensiones residuales de tracción bastante altas, alrededor de

250 MPa (aproximadamente la mitad de su resistencia, ver Tabla 2).

2.2.2. Simulación numérica

El proceso de trefilado se simuló numéricamente mediante el método de los elementos finitos [16], utilizando el código ABAQUS [17]. Se utilizó una formulación lagrangiana en 3 dimensiones, considerando la deformación plástica isocórica. Además, se tuvo especial cuidado en la elección del tipo de elementos, para evitar el conocido problema del bloqueo volumétrico [16, 18, 19]. Una descripción detallada del modelo aparece en la referencia [20].

El alambre de acero se modelizó como si fuera un material elastoplástico con endurecimiento por deformación. Se utilizó el criterio de von Mises con un endurecimiento isotrópico y, como primera aproximación, se consideró independiente de la velocidad de deformación. Los datos iniciales para reproducir el trefilado fueron la curva tensión-deformación del material antes de trefilar (Figura 1) y la geometría de la matriz de trefilado. La matriz se consideró como un material elástico, con el módulo de elasticidad de la matriz, que es el material más frecuentemente utilizado en este tipo de herramientas. El contacto entre el alambre y la matriz se representó como un rozamiento de Coulomb. Se hicieron diversos cálculos con coeficientes de rozamiento entre 0.01 y 0.2, que es el intervalo habitual en la industria hoy en día [21].

Las tensiones residuales se calcularon al final del proceso de trefilado, cuando el alambre había pasado completamente a través de la matriz y en una zona en la que se había alcanzado el estado estacionario. Los valores de las tensiones longitudinales, a diferentes profundidades, se muestran en Figura 2. Como se puede apreciar, los resultados de la simulación numérica se corresponden muy bien con las medidas experimentales por difracción de neutrones (en el interior del alambre) y por difracción de rayos X (en la superficie).

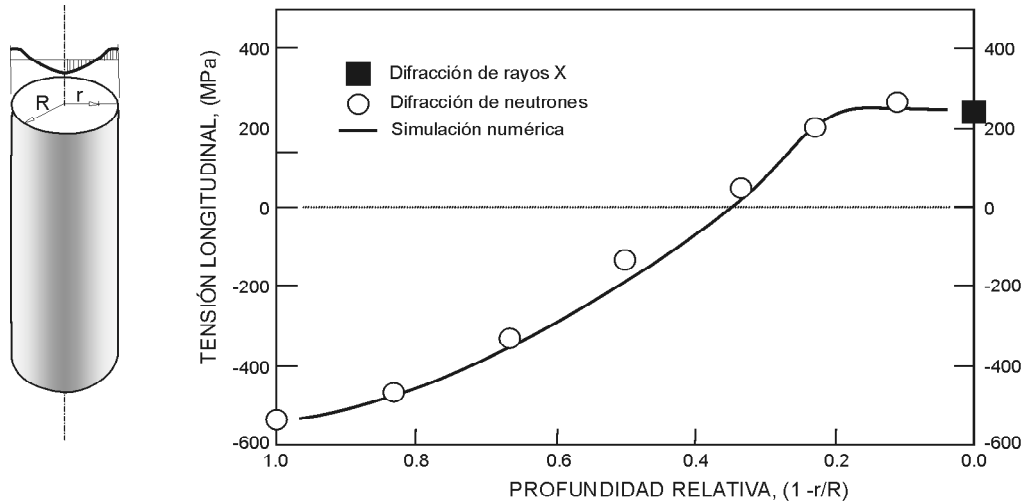


Figura 2. Tensiones residuales longitudinales a diferentes profundidades después del trefilado (—, simulación numérica, ○ medidas por difracción de neutrones, ■ medidas por difracción de rayos X).

2.3. Ensayos de relajación

Una vez conocido el perfil de tensiones residuales, nuestro propósito era analizar el efecto de las tensiones residuales longitudinales en la relajación de los alambres.

Se realizaron ensayos de relajación sobre varios alambres ferríticos, que tenían las mismas propiedades mecánicas pero diferentes tensiones residuales longitudinales, con el objetivo de correlacionar las pérdidas por relajación con los valores de las tensiones residuales.

Estos ensayos se realizaron de acuerdo a la norma ASTM E328-86. Los alambres se cargaron al 70% de su resistencia a tracción y se ensayaron a temperatura ambiente.

La mayor dificultad fue preparar alambres con las mismas propiedades mecánicas (límite elástico y tensión de rotura) a partir de los alambres trefilados. La ventaja de que todos tuvieran la misma tensión de rotura es que de esta forma se cargarían a la misma tensión en el ensayo, lo que vendría muy bien para comparar los resultados.

El prestiramiento de los alambres, a cargas inferiores a su límite elástico, se ha probado como un camino válido para modificar el perfil de tensiones residuales, sin cambiar significativamente la tensión de rotura o el límite elástico. Se prepararon 2 grupos de alambres trefilados prestirándolos al 70% y al 82% de su límite elástico. Después de estos tratamientos mecánicos, las tensiones residuales longitudinales se volvieron a medir en la superficie de los alambres por difracción de rayos X. Los resultados se muestran en Figura 3a y se comparan con los valores iniciales del trefilado. Se observa una notable reducción de las tensiones residuales (desde 250 a 150 MPa). Es interesante también observar la uniformidad de los valores medidos a lo largo de la circunferencia, lo que nos permite comprobar que estamos ante un estado axisimétrico.

Los tratamientos mecánicos también se reprodujeron numéricamente. La Figura 3b muestra los valores calculados de las tensiones residuales longitudinales después del trefilado y después de los prestirados. También aparecen las medidas en la superficie por difracción de rayos X, para validar las predicciones numéricas.

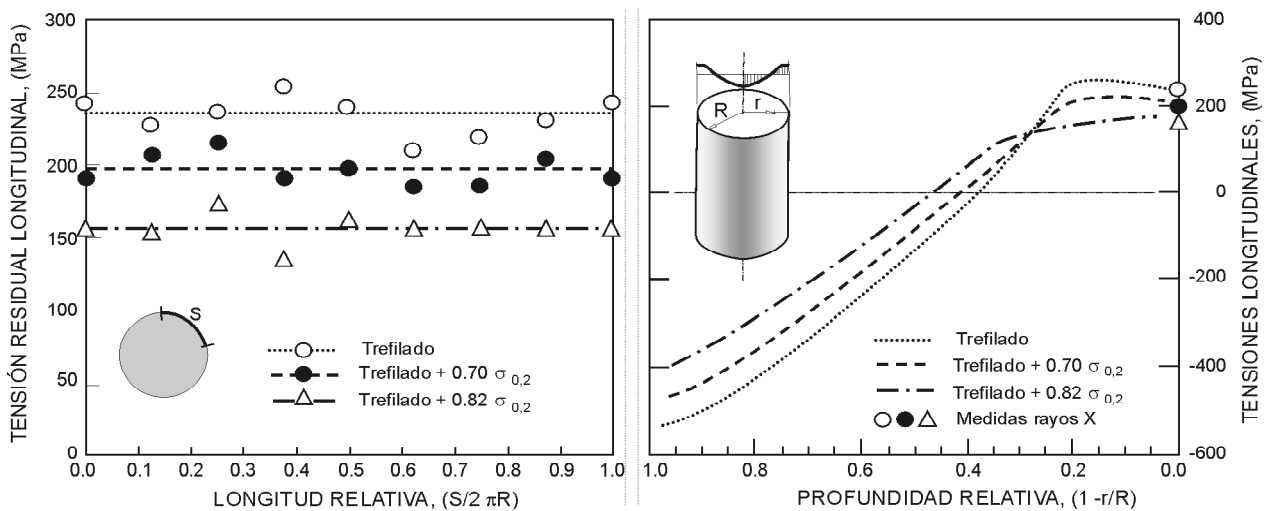


Figura 3. Modificación del perfil de tensiones residuales después del prestirado, a. Tensiones residuales longitudinales en la superficie del alambre a lo largo de la circunferencia de una sección transversal, medidas por difracción de rayos X. b. Tensiones residuales longitudinales calculadas por el programa de elementos finitos, en función de la profundidas relativa. Se muestran también los valores medidos en la superficie.

Parece por tanto que mediante el prestiramiento a niveles inferiores al límite elástico es posible reducir el perfil de tensiones residuales sin cambiar de forma importante la tensión de rotura. La explicación hay que buscarla en la prematura plastificación de la región superficial del alambre, que tenía tensiones residuales de tracción [20]. Esto ayuda a reducir el gradiente de tensiones en la dirección radial del alambre, lo cual se puede apreciar en los perfiles de Figura 3b.

Otro procedimiento para modificar el estado de tensiones residuales es mediante un tratamiento térmico. Mediante una cuidadosa elección de la temperatura y el tiempo de calentamiento (400 °C durante 10 minutos, en este caso particular), es posible cambiar el perfil de tensiones residuales sin afectar significativamente a las propiedades mecánicas.

La Tabla 3 muestra los valores significativos de los 4 grupos de alambres utilizados en esta investigación: simplemente trefilado, trefilado+prestirado al 70%, trefilado+trat. térmico (400°C-10 minutos) y trefilado+prestirado al 82%. Los parámetros mecánicos de los 4 grupos son casi idénticos. También se muestran las tensiones residuales en la superficie (medidas y calculadas) para cada tratamiento.

Se realizaron 3 ensayos de relajación para cada uno de los grupos. Los valores medios de los ensayos de relajación para cada grupo se muestran en la Figura 4 como función del tiempo. Las pérdidas de tensión se muestran en valor absoluto (MPa) y como porcentaje de la carga inicial.

3. ALAMBRES PERLÍTICOS (BIFÁSICOS)

3.1. Material

Para completar el estudio se ha elegido un alambre de pretensado comercial. Se trata de un acero eutectoide, con un contenido en carbono cercano al 0,8%, coincidente con la composición del punto eutectoide del diagrama Fe-C. La microestructura de estos aceros está constituida por perlita, formada por finas láminas de ferrita y cementita [20].

Partiendo de un alambroón de 12 mm de diámetro, se realizó el proceso de trefilado comercial, haciéndolo pasar a través de 8 hileras y obteniendo un diámetro final de 5,20 mm. Se tomaron muestras de este alambre, simplemente trefilado, sin ningún tratamiento posterior (Alambre 1).

Tabla 3. Correlación entre la relajación y las tensiones residuales para los alambres ferríticos

Tratamiento	Prop. Mecánicas		Tens. residuales (MPa)		Relajación después de 200 h.	
	$\sigma_{0,2}$ (MPa)	σ_R (MPa)	Rayos X	ABAQUS	(MPa)	% tensión inicial
Trefilado	475	500	234 ± 5	240	10.6 ± 0.2	3.03 ± 0.05
Prestirado 0.70 $\sigma_{0,2}$	477	502	205 ± 5	210	9.6 ± 0.2	2.74 ± 0.05
Térmico 400°C, 10 m	470	498	175 ± 5	—	8.7 ± 0.4	2.48 ± 0.10
Prestirado 0.82 $\sigma_{0,2}$	482	500	156 ± 4	146	7.3 ± 0.2	2.08 ± 0.05

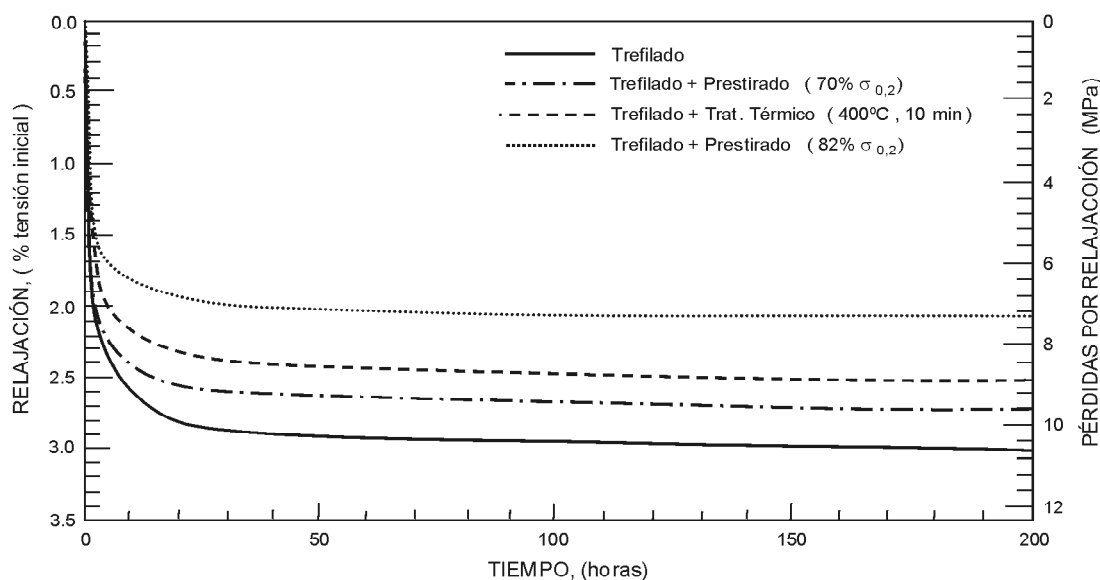


Figura 4.- Pérdidas por relajación en cuatro tipos de alambres: Alambres simplemente trefilados y alambres trefilados con diferentes tratamientos para eliminar las tensiones residuales. Los ensayos de relajación se realizaron a temperatura ambiente y a una carga inicial de 350 MPa (0.70 σ_R).

Después de trefilado, el alambre se sometió al proceso termomecánico llamado estabilizado, consistente en un calentamiento rápido del alambre (hasta unos 400 °C) manteniendo aplicada simultáneamente una carga de tracción (0,4-0,6 veces la carga de rotura) [20]. Los datos concretos de cada tratamiento dependen del fabricante. También se tomaron muestras del alambre estabilizado (Alambre 2).

Finalmente, en el laboratorio, parte de los alambres estabilizados recibieron un tratamiento térmico de eliminación de tensiones (400° C con enfriamiento lento)[20], constituyendo el Alambre 3 de nuestro estudio.

En la Tabla 4 se recogen las principales propiedades mecánicas de los tres alambres.

3.2. Tensiones residuales

El acero perlítico que constituye los alambres de pretensado es un material bifásico, formado por una fase “blanda y dúctil” (ferrita), que cuando se encuentra en láminas finas puede alcanzar resistencias de aproximadamente unos 1.000 MPa, y una fase “dura y frágil” (cementita) que alcanza resistencias del orden de 5.000 MPa [22, 23, 24]. Ambas fases tienen un módulo de elasticidad similar.

Para entender el comportamiento de las tensiones residuales en un material bifásico es necesario tener en cuenta la siguiente clasificación [13]:

- Se llaman macrotensiones a aquellas que se mantienen prácticamente constantes sobre un volumen suficientemente grande del material (un volumen que contenga todas las fases presentes).
- Se llaman microtensiones a las desviaciones de las macrotensiones existentes a nivel de fase.
- Se llama tensión de fase a las tensiones totales de cada fase, es decir, la suma de la macrotensión y la microtensión. Estas son las tensiones que se obtienen de la medida por técnicas de difracción.

La presencia de cementita complica mucho la utilización de técnicas de difracción para la medida de tensiones residuales. De hecho, los picos de difracción que se obtienen por difracción de rayos X tienen una intensidad muy débil y es imposible distinguirlos del ruido de fondo. La información obtenida, por tanto, se refiere exclusivamente a la fase ferrita. Así pues, aún hoy en día sigue resultando muy complicado la medida experimental de tensiones residuales en los alambres perlíticos [25].

En este trabajo se ha utilizado el modelo numérico explicado en el apartado 2.2.2 para estudiar las tensiones residuales generadas en los alambres descritos en el apartado anterior. Se ha reproducido el proceso de trefilado así como los tratamientos posteriores para explicar la evolución de las tensiones residuales en los alambres objeto de estudio. En la Figura 5 se recogen los perfiles obtenidos:

- *Alambre 1*: El alambre simplemente trefilado, sin ningún tratamiento posterior, tiene un elevado perfil de macro-

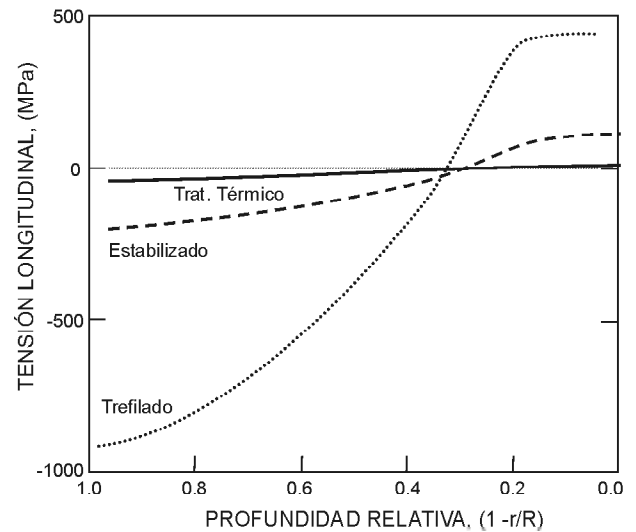


Figura 5. Perfiles de tensiones residuales de los alambres perlíticos, después del trefilado y tras distintos tratamientos (estabilizado y tratamiento térmico).

tensiones residuales con tracciones muy importantes en la superficie y compresiones en el centro del alambre, generadas porque la deformación producida por el trefilado no es completamente uniforme en toda la sección.

- *Alambre 2*: El tratamiento de estabilizado provoca una homogenización de las macrotensiones residuales, disminuyendo de forma muy importante el gradiente de tensiones entre la superficie y el centro del alambre. No obstante, debido a la diferencia de resistencia entre las fases, el estabilizado genera un alto nivel de microtensiones. Como las dos fases tienen un módulo de elasticidad similar, al aplicar una carga elevada, se llega a plastificar la ferrita mientras que la cementita sigue en fase elástica. A continuación, al descargar elásticamente ambas fases, no se eliminan completamente las tensiones.
- *Alambre 3*: El tratamiento térmico final ha sido elegido cuidadosamente para eliminar las tensiones residuales, tanto macro- como micro-, sin provocar cambios apreciables en la microestructura ni en las propiedades mecánicas del material.

Es importante señalar que con estos tratamientos no se han producido cambios microestructurales importantes en el material, por lo que han servido esencialmente para modificar el perfil de tensiones residuales.

3.3. Ensayos de relajación

Al igual que en el caso de los alambres ferríticos, se realizaron 3 ensayos de relajación sobre cada uno de los alambres descritos en el apartado anterior, que tenían propiedades mecánicas semejantes pero diferentes tensiones residuales longitudinales.

Estos ensayos se realizaron de acuerdo a la norma ASTM E328-86. Los alambres se cargaron al 70% de su resistencia a tracción y se ensayaron a temperatura ambiente. En la Figura 6 se recogen las pérdidas de relajación en función del tiempo.

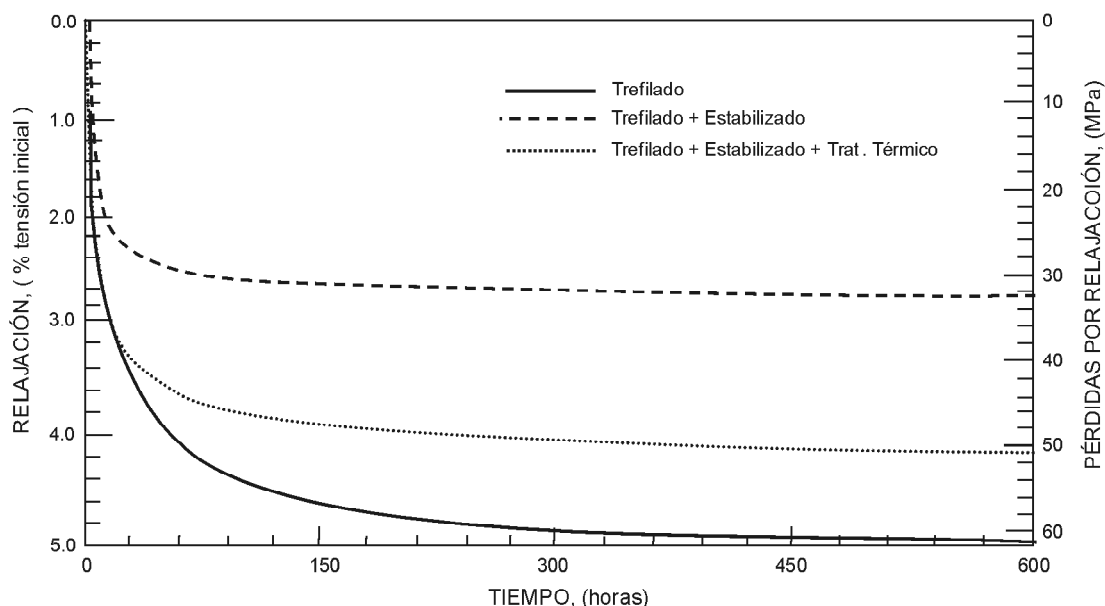


Fig. 6. Pérdidas por relajación en los tres tipos de alambres perlíticos objeto de estudio: Alambres simplemente trefilados y alambres trefilados con diferentes tratamientos para eliminar las tensiones residuales. Los ensayos de relajación se realizaron a temperatura ambiente y a una carga inicial de $0.70 \sigma_R$.

La Tabla 4 muestra los valores significativos de los 3 grupos de alambres perlíticos utilizados en esta investigación: trefilados (Alambre 1), tref.+estabilizados (Alambre 2) y con tref.+estab+trat. térmico (Alambre 3). Las pérdidas de tensión se muestran en valor absoluto (MPa) y como porcentaje de la carga inicial.

4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1. Alambres ferríticos

Los ensayos de relajación se realizaron sobre 4 grupos de alambres ferríticos (monofásicos), todos con las mismas propiedades mecánicas pero con diferentes tensiones residuales. Los resultados experimentales muestran que las pérdidas por relajación decrecen al decrecer las tensiones residuales de tracción en la superficie de los alambres (Figura 4).

A partir de estos resultados, el papel de las tensiones residuales en la relajación puede resumirse de la siguiente manera: los alambres trefilados, sin ningún tratamiento posterior, normalmente presentan un estado de tensiones residuales longitudinales con tracciones en la superficie. Cargando estos alambres al 70% de su carga de rotura en un ensayo de relaja-

ción, la parte superficial del alambre puede llegar a plastificar y es conocido que las pérdidas por relajación crecen de forma muy importante al aumentar las cargas iniciales. Un descenso en el nivel de tensiones residuales, por medio de tratamientos mecánicos, térmicos o termomecánicos, reducirá las pérdidas por relajación.

El papel del prestiramiento inicial en la relajación puede entenderse por la presencia de tensiones residuales. Como se mencionó en la introducción, existen diferentes opiniones sobre las ventajas y desventajas del prestiramiento inicial [5-9]. Este estudio muestra que la eficiencia del prestiramiento depende de su interacción con las tensiones residuales: cuando el perfil de tensiones residuales es muy bajo, el prestiramiento por debajo del límite elástico será probablemente ineficaz porque no es capaz de modificar el nivel de tensiones residuales. En cambio, cuando las tensiones residuales son altas, por ejemplo en un alambre trefilado sin tratamientos posteriores, el prestiramiento puede hacer decrecer notablemente el perfil de tensiones residuales y de esta forma disminuir la relajación.

Incluso precargando con cargas inferiores a las que va a sufrir el alambre en el ensayo de relajación se pueden conseguir efectos beneficiosos, como se puede observar en la Tabla 3. Prestirando al 70% del límite elástico (332 MPa), la tensión residual de tracción en la superficie se reduce desde 230 MPa

Tabla 4. Correlación entre la relajación y las tensiones residuales en los alambres perlíticos

Tratamiento	Prop. Mecánicas		Relajación después de 500 h.	
	$\sigma_{0.2}$ (MPa)	σ_R (MPa)	(MPa)	% tensión inicial
Alambre 1:Trefilado	1720	1910	63	4.85
Alambre 2: Estabilizado	1735	1880	33	2.53
Alambre 3: Trat. Térmico	1687	1866	50	4.00

hasta 205 MPa y la relajación decrece de 10.6 MPa a 9.6 MPa después de 200 horas.

4.2. Alambres perlíticos

Para completar el estudio, se han realizado ensayos de relajación sobre 3 grupos de alambres comerciales de pretensado (con estructura perlítica), todos con similares propiedades mecánicas pero con diferentes tensiones residuales. Los resultados experimentales vuelven a mostrar que las tensiones residuales tienen una gran importancia en el fenómeno de la relajación.

Se ha mostrado que el trefilado genera un nivel muy alto de macrotensiones residuales, con tracciones muy importantes en la superficie y compresiones en el centro. Esto resulta muy negativo para la relajación, por el mismo motivo que explicamos en el apartado anterior: durante el ensayo de relajación, toda la parte superficial del alambre va a estar plastificada (tensiones iniciales muy altas).

Los tratamientos térmicos de eliminación de tensiones, ayudan a reducir las tensiones residuales pero también pueden reducir las propiedades mecánicas conseguidas por el endurecimiento producido por el trefilado. Esto puede explicar que las pérdidas por relajación aumenten con algunos tratamientos térmicos, como muestran algunos valores recogidos en la literatura [10-12].

Pero desde el punto de vista de la relajación, sin duda, el tratamiento que resulta más efectivo es el estabilizado (tratamiento termomecánico). Normalmente se le considera un tratamiento de eliminación de tensiones, pero como hemos visto, es algo más complejo. El estabilizado provoca una homogenización de tensiones entre la superficie y el centro del alambre (elimina las macrotensiones residuales), pero también genera un alto nivel de microtensiones. Podríamos decir que se trata de un "micropretensado" dentro del alambre, que mejora de una forma muy importante su comportamiento.

En resumen: este trabajo muestra una clara relación entre la relajación de tensiones y la presencia de tensiones residuales en las armaduras activas del hormigón pretensado. Dos alambres de acero con las propiedades mecánicas requeridas por las normas (límite elástico, tensión de rotura y alargamiento bajo carga máxima) pero con diferentes niveles de tensiones residuales exhibirán comportamientos diferentes en relajación. Para correlacionar las propiedades mecánicas de los alambres con sus pérdidas de relajación, es necesario tener en cuenta las tensiones residuales inducidas por el trefilado y modificadas por los tratamientos posteriores.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Ministerio de Fomento la ayuda concedida al proyecto "Durabilidad de armaduras activas en estructuras de hormigón pretensado" en la convocatoria Orden/FOM/624/2003. Al mismo tiempo desean expresar su agradecimiento al Ministerio de Ciencia y Tecnología por la financiación recibida a través de los proyectos MAT2000-

1334 and MAT01-3863-C3-1. A L. Del Pozo por su colaboración durante toda la investigación. Gracias también a los profesores J. Ruiz (UPM), F. Mompeán, M. García Hernández, M. Martínez (ICMM) y J. del Rio (Bekaert) por sus productivos comentarios.

6. REFERENCIAS

- [1] Lin, T.Y., Burns, N.H., "Design of prestressed concrete structures" (John Wiley and Sons, 1981).
- [2] Sánchez-Gálvez, V., Elices, M., Astiz, M.A. "A new formula for stress relaxation in steels". *Materials and Structures*, vol. 9, nº 54, pp. 411-417, 1976.
- [3] Sánchez-Gálvez, V., Elices, M. "Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación". *Hormigón y Acero*, 153, pp. 95-121, 1984.
- [4] Sánchez-Gálvez, V., Elices, M. "The relationship between tensile strain, creep and stress relaxation in cold-drawn steels at low temperatures". *Materials Science and Engineering*, nº 78, pp. 1-8, 1986.
- [5] Dumas, F., "Communication sur le relaxation des aciers de précontrainte", *Béton Précontraint* 255-256 (March-April 1969) 594-607.
- [6] Etienne, Van't Spijker, "The influence of prestretching on the relaxation properties of cold drawn wire for prestressed concrete", *Cement* (January 1967).
- [7] Gifford, F.W., "Creep tests on prestressing steel", *Magazine of Concrete Research* 15(14) (1953).
- [8] Kajfasz, S., "Some relaxation tests on prestressing wire", *Magazine of Concrete Research* 10(39) (1958).
- [9] Magura, D., Sozen, M., Siess, Ch., "A study of stress relaxation in prestressing reinforcement", *PCI Journal* (1964) 13-57.
- [10] Spare, G.T., "Creep and relaxation of high strength steel-wires at room temperature", *Wire and Wire Products* (October 1952).
- [11] Bannister, J.L., "Cold drawn prestressing wire", *The Structural Engineer* (August 1953).
- [12] Mihailov, K.V., "Stress relaxation of high-tensile steel", General report, Symposium FIP, Madrid (1968).
- [13] Noyan, I.C., Cohen, J.B. "Residual Stresses: Measurement by diffraction and interpretation". Ed. Springer-Verlag, 1987.
- [14] Cullity, B. "Elements of X ray Diffraction". Addison Wesley, Massachusetts, 1967.
- [15] Atienza, J.M., Martínez, Mompeán, F.J., García-Hernández, M., Ruiz, J., Elices, M., "Residual stresses in drawn wires: Numerical and experimental approach", in

“Fracture Mechanics Beyond 2000” (A Neimitz et al. Eds.) EMAS Pub. (2002) 113-120.

[16] Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L., “The Finite Element Method”, (McGraw-Hill, Inc., 1989).

[17] Hibbitt, Karlsson, Sorensen, “ABAQUS User’s Manual. Version 5.8” (1998).

[18] Crook, A.J.L., Hinton, E., “Comparison of 2d quadrilateral finite elements for plasticity problems”, in “Computational Plasticity”, Proceedings of the International Conference, Barcelona, April 1987 (Pineridge Press Limited, 1987) 181-195.

[19] Bathe, K.J., Kojic, M., Walczak, J., “Developments in methods for large strain elasto-plastic problems”, in “Computational Plasticity”, Proceedings of the International Conference, Barcelona, April 1989 (Pineridge Press Limited, 1989) 263-275.

[20] Atienza, J.M., “Residual stresses in drawn steel wires”, PhD Thesis (Polytechnique University of Madrid, 2001).

[21] Hamada, T., Hirouchi, T., Akiyama, M., “A numerical study of temperature in a fine high carbon steel wire subjected to high speed drawing”, *Wire Journal International* (May 2001) 86-92.

[22] Gil Sevillano, J. “Room temperature plastic deformation of pearlitic cementite”. *Materials Science and Engineering*, vol. 21, pp. 221-225, 1975.

[23] Gil Sevillano, J., Van Houtte, P., Aernoudt, E. “Plastic anisotropy of pearlitic ferrite”. *ICOTOM 5*, vol. II, pp. 495-504, 1978.

[24] Gil Sevillano, J., Van Houtte, P., Aernoudt, E. “Large strain work hardening and textures”. *Progress in Materials Science*, vol. 25, pp. 69-412, 1980.

NUEVA EDICIÓN DEL CURSO DE “ESTRUCTURAS SOMETIDAS A ACCIONES DINÁMICAS” A DISTANCIA POR INTERNET

El curso ha sido desarrollado por un equipo de profesores pertenecientes a diferentes universidades, instituciones y gabinetes de arquitectura e ingeniería relacionadas con el diseño y cálculo de estructuras que soportan cargas dinámicas.

Este curso está orientado a técnicos e investigadores involucrados en proyectos, construcción y en general cualquier tipo de actuación sobre estructuras de arquitectura e ingeniería civil que deban resistir cargas dinámicas. Se presentan tecnologías que permiten mejorar la seguridad y la funcionalidad de estructuras y construcciones sometidas a acciones dinámicas (maquinaria vibrante, paso de vehículos y de peatones, movimientos sísmicos, viento, acciones humanas, impactos, explosiones, oleaje, etc.). En el curso se presta una atención especial a la normativa nacional y europea (euro-códigos).

En arquitectura y en ingeniería civil existe un interés creciente por los aspectos dinámicos debido a que en la actualidad se tiende a proyectar estructuras esbeltas y ligeras, las cuales son muy susceptibles de experimentar fenómenos vibratorios. Algunas de las excitaciones a las que se ven sometidas las estructuras son cada vez más intensas debido a las mayores prestaciones de los productos de la tecnología moderna (por ejemplo, trenes de alta velocidad y ascensores veloces) y los niveles de exigencia de los usuarios son mayores, lo cual reduce los umbrales de tolerancia.

El curso tiene una duración de 40 horas y se imparte a través de Internet lo que posibilita al alumno hacer un seguimiento del curso en cualquier momento y a cualquier hora del día con material multimedia (video conferencia) y documentación descargable.

El curso se ha dividido en 2 partes, la primera teórica e introductoria y la segunda de aplicaciones en la que se presentan distintas topologías estructurales sometidas a acciones dinámicas, distintos tipos de acciones (vientos, cargas pulsantes, sismos, etc.) y sistemas que permiten aislar las estructuras de las vibraciones.

Eduardo Car
Dr. Ingeniero de Caminos
Director de Proyectos Tecnológicos
STRUCTURALIA, S.A.



Influencia de las tensiones residuales en el ensayo de tracción de los aceros de pretensado

Influence of residual stresses on the tensile test of prestressed concrete wires



José Miguel Atienza

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero de Materiales
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ciencia de Materiales. UPM



Manuel Elices

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Licenciado en Ciencias Físicas
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ciencia de Materiales. UPM

RESUMEN

El objetivo de este artículo es estudiar la influencia de las tensiones residuales, generadas por el proceso de trefilado, en las propiedades mecánicas de las armaduras activas, utilizadas para el hormigón pretensado. Se ha mostrado que la presencia de tensiones residuales en los alambres modifica la curva tensión-deformación obtenida en un ensayo de tracción y, en particular, disminuye la relación $\sigma_{0,2}/\sigma_{max}$. Debido a los efectos perniciosos de las tensiones residuales sobre el comportamiento de las armaduras en fatiga y corrosión bajo tensión, es razonable exigir un límite inferior a la relación $\sigma_{0,2}/\sigma_{max}$. Además se ha mostrado cómo los tratamientos posteriores al trefilado cambian el perfil de tensiones residuales y mejoran el comportamiento mecánico de los alambres.

SUMMARY

The aim of this paper is to show the influence of residual stresses, due to cold-drawing, on the tensile test of steel wires for prestressed concrete. It has been shown that residual stresses affect the shape of the tensile stress-strain curve and particularly influence on the ratio $\sigma_{0,2}/\sigma_{max}$. It was found that residual stresses favours the onset of yielding and the ratio $\sigma_{0,2}/\sigma_{max}$ decreases with increasing values of residual stresses. Because of the deleterious effect of residual stresses on fatigue and stress corrosion, it is reasonable to put a lower limit to $\sigma_{0,2}/\sigma_{max}$ in the standards. Also, it has shown the influence of post-drawing treatments on residual stresses and on the ratio $\sigma_{0,2}/\sigma_{max}$.

Palabras Clave: Armaduras Activas, Propiedades Mecánicas, Hormigón Pretensado, Tensiones Residuales, Ensayo de Tracción.

1. INTRODUCCIÓN

El alambre trefilado de acero eutectoide es el material empleado en las armaduras activas del hormigón pretensado, en los cables de la minería y de la industria pesquera, y como hilos muy finos en la industria del automóvil, para el refuerzo de neumáticos.

Estos alambres se obtienen mediante una técnica de conformado llamada trefilado, que consiste, esencialmente, en reducir las dimensiones de una barra por estirado en frío al hacerla pasar a través de unas matrices cónicas (hileras).

El trefilado genera en el alambre un importante endurecimiento por deformación, lo que permite alcanzar altas resistencias y a la vez mantener una ductilidad y tenacidad aceptables. Uno de los problemas aún no resuelto satisfactoriamente es la eliminación de las tensiones residuales producidas durante el trefilado. En este proceso los alambres sufren una gran deformación plástica que no es completamente homogénea en toda la sección, lo que origina la aparición de un perfil de tensiones residuales en el producto final, con compresiones en el centro y tracciones en la superficie [1].

Desde hace tiempo se sabe que la presencia de tensiones residuales en alambres trefilados influye en su acritud y

propensión a la rotura frágil [2], disminuyendo la vida en fatiga [3] y aumentando la susceptibilidad a la corrosión bajo tensión [4]. Sin embargo, hasta ahora no se ha mostrado cómo las tensiones residuales pueden influir en el comportamiento del alambre en los dos ensayos exigidos por las distintas Normas para la aceptación de los alambres de pretensar: el ensayo de tracción y el de relajación [5].

En este trabajo se demuestra que la presencia de un perfil de tensiones residuales influye en la forma de la curva tensión-deformación del ensayo de tracción de los alambres trefilados y por tanto en los valores de sus propiedades mecánicas, especialmente en el límite elástico.

La Normativa Internacional [5], de forma puramente empírica y basándose en reglas de buena práctica [6,7], ha considerado este fenómeno y ha establecido un límite mínimo para la relación entre el límite elástico y la tensión de rotura de los alambres. El objetivo de este trabajo es dar explicación a esos valores exigidos por las normas, de forma que un mejor conocimiento sobre el fenómeno permita mejorar la calidad de los alambres de alta resistencia empleados en el pretensado.

2. TRABAJO EXPERIMENTAL

2.1. Material de partida: Barra de referencia

Para esta investigación se eligió un material similar al de los alambres de acero utilizados en el pretensado: acero eutectoide. Se trata de un acero con un contenido en carbono cercano al 0.8%, coincidente con la composición del punto eutectoide del diagrama Fe-C.

Las barras fueron producidas por laminación en caliente y recibieron un tratamiento de recocido hasta que desaparecieron las tensiones residuales en la superficie. La composición química del acero está recogida en la Tabla 1. La microestructura de partida de estos aceros está constituida por perlita, formada por finas láminas de ferrita y cementita. Debido a que, como parte de otro proyecto de investigación, se deseaba medir el perfil de tensiones residuales en el interior de los alambres, a lo largo de un diámetro, por difracción de neutrones, se eligieron barras de 20 mm de diámetro en vez de las barras normales que suelen tener en torno a 12 mm.

En la Figura 1 se recoge la curva tensión-deformación obtenida en el ensayo de tracción sobre este material. Los valores

representativos de las propiedades mecánicas están recogidos en la Tabla 2 (cada valor es media de 3 ensayos).

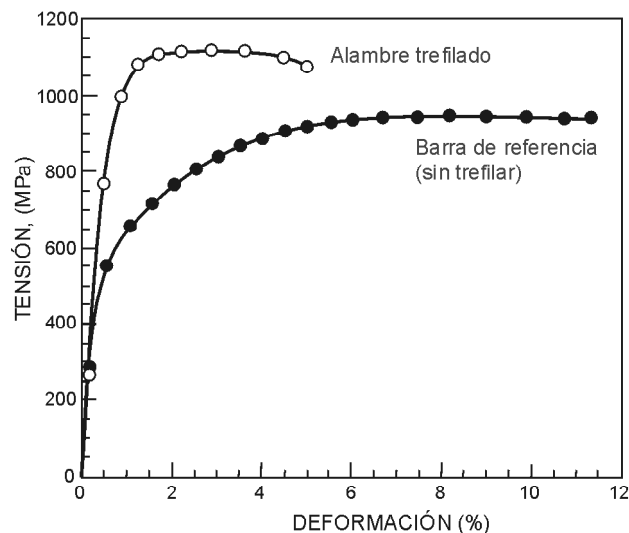


Figura 1. Curvas tensión-deformación de la barra de referencia (previa al trefilado) y del alambre trefilado.

2.2. Proceso de conformado: Alambre trefilado

La barra de referencia de 20 mm de diámetro fue trefilada en condiciones perfectamente controladas hasta un diámetro final de 18 mm (20% de reducción de sección) haciéndolo pasar a través de una matriz de trefilado.

Con el fin de simular numéricamente el trefilado, se midieron los parámetros geométricos de la matriz, ya que diversos trabajos han mostrado que influyen en las propiedades finales de los alambres. En la Figura 2 se muestra la geometría de la matriz considerada y los parámetros utilizados.

Además, para evitar que las tensiones residuales pudieran verse afectadas por cualquier manipulación posterior al proceso, las barras se mantuvieron rectas en todo momento, en longitudes de 3 m. De esta forma se evitó el proceso de enderezado por flexiones rotativas que, como han mostrado diversos trabajos, modifica el perfil final de tensiones residuales [1].

Las propiedades mecánicas convencionales del acero trefilado fueron obtenidas por medio de ensayos de tracción simple (Tabla 3). En la Figura 1 se comparan las leyes tensión-

Tabla1. Composición química del acero estudiado

C (%)	Si (%)	Mn(%)	P (%)	S (%)	Al (%)
0.75-0.80	0.15-0.35	0.60-0.90	0.025	0.025	0.02-0.06

Tabla 2. Propiedades mecánicas obtenidas en el ensayo de tracción sobre la barra de referencia

E (GPa)	$\sigma_{0.2\%}$ (MPa)	σ_{\max} (MPa)	$\epsilon_{\sigma_{\max}}$ (%)
200	515	945	8.6

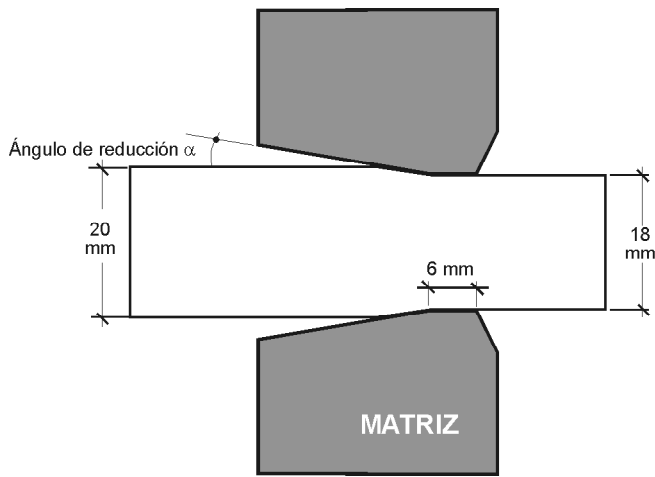


Figura 2. Geometría de la matriz utilizada en el trefilado (ángulo de reducción $2\alpha=15.36^\circ$).

deformación obtenidas para el acero eutectoide antes y después del trefilado. Se aprecia el importante endurecimiento conseguido por el paso a través de la matriz de trefilado.

3. MODELO NUMÉRICO

3.1. Modelo de material

Para calcular las tensiones residuales generadas por el trefilado y poder estudiar cómo influyen en el ensayo de tracción del alambre se ha creado un modelo numérico, utilizando el código de elementos finitos ABAQUS [8,9], que reproduce el paso del alambre a través de una matriz de trefilado.

Se trata de un modelo que tiene en cuenta los aspectos mecánico y térmico del problema, no considerando la influencia de los posibles cambios de fase en el material. Esto se justifica porque la aparición de martensita sería muy negativa para las propiedades del alambre, por este motivo las empresas disponen de varios sistemas de refrigeración de las matrices. Hoy en día, se suelen controlar las temperaturas para que no superen los 250 °C durante el proceso [10], evitando de esta forma los posibles cambios de fase en el material.

Las tensiones residuales surgen como consecuencia de la respuesta elástica del material a una distribución no homogénea de deformaciones plásticas. Por esta razón, el alambre ha sido modelizado como un material elastoplástico con endurecimiento por deformación. Este modelo reproduce adecuadamente el comportamiento mecánico del acero utilizado en el trefilado que, como vimos en la Figura 1, experimenta un gran endurecimiento por deformación. El dato de partida del

modelo es la ley tensión-deformación del material previo al trefilado.

La hipótesis básica de los modelos elastoplásticos es que la deformación puede ser dividida en parte elástica y parte plástica. Se ha considerado que la respuesta plástica es incompresible y se ha comprobado que los elementos elegidos para discretizar el problema podían representar el comportamiento incompresible sin exhibir el conocido problema del bloqueo volumétrico [8, 11, 12].

Finalmente, se ha utilizado un modelo de plasticidad independiente de la velocidad de deformación, con una superficie de plastificación con endurecimiento isotrópico, es decir, que cambia uniformemente en todas las direcciones. Como condición de plastificación se ha utilizado el criterio de von Mises, que reproduce bastante bien el comportamiento plástico de los metales.

3.2. Simulación del proceso de trefilado

La simulación del proceso de trefilado se ha realizado forzando al material a pasar a través de la hilera, imponiendo el desplazamiento de la punta del alambre según la dirección de trefilado. Se ha considerado que esta es la opción que mejor reproduce el proceso industrial real, en el cual el alambre es obligado a pasar por las matrices tirando de su extremo [1].

La matriz ha sido modelizada como un material elástico lineal con un módulo de elasticidad similar al de la vidua, que es material más utilizado para esta clase de herramientas [6, 7].

El contacto hilera-alambre se ha simulado mediante un coeficiente de rozamiento de Coulomb que varía entre 0.2 y 0.01, que es el intervalo de valores más habitual en la industria [10].

El cálculo de las tensiones residuales se realiza al final del proceso, una vez que el alambre ha salido completamente de la matriz y en una zona donde se ha conseguido el estado estacionario, es decir, se desprecian las zonas inicial y final del alambre trefilado.

Los resultados de la simulación numérica muestran que el paso por la matriz genera en el alambre un estado de tensiones residuales axisimétrico debido a que la deformación plástica no es completamente homogénea en toda la sección.

En la Figuras 3a, 3b y 3c se muestran los perfiles de tensiones residuales en dirección longitudinal, circunferencial y radial en función de la profundidad relativa $(1-r/R)$, donde r es la distancia al centro y R el radio del alambre. Se observa que

Tabla 3. Propiedades mecánicas obtenidas en el ensayo de tracción del alambre trefilado

E (GPa)	$\sigma_{0,2\%}$ (MPa)	σ_{\max} (MPa)	$\epsilon_{\sigma_{\max}}$ (%)
190	940	1115	2.2.

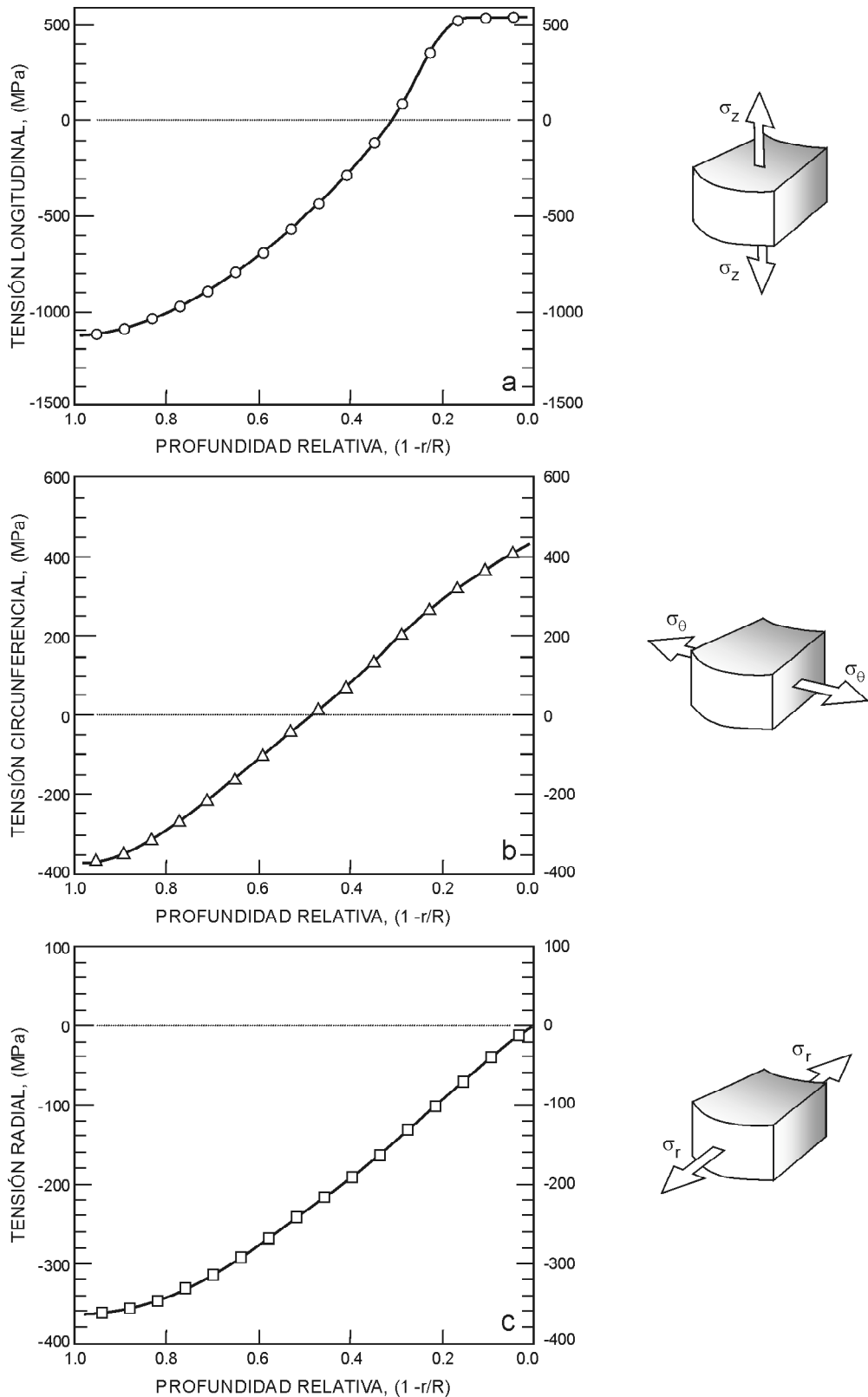


Figura 3. Perfiles de tensiones residuales del alambre después del paso por la matriz de trefilado.

tanto en dirección longitudinal como circunferencial las tensiones son de tracción en la superficie y de compresión en el centro del alambre. Además, se comprueba que se trata de perfiles de tensiones autoequilibrados, tal y como corresponde a las tensiones residuales. Los valores positivos corresponden a las tracciones y los valores negativos a tensiones de compresión.

3.3. Simulación del ensayo de tracción

Una vez que todo el alambre había salido de la matriz se reprodujo con el modelo numérico un ensayo de tracción sobre el material trefilado. El ensayo de tracción se simuló de la misma forma que el trefilado; el alambre fue discretizado utilizando elementos finitos y el material fue considerado

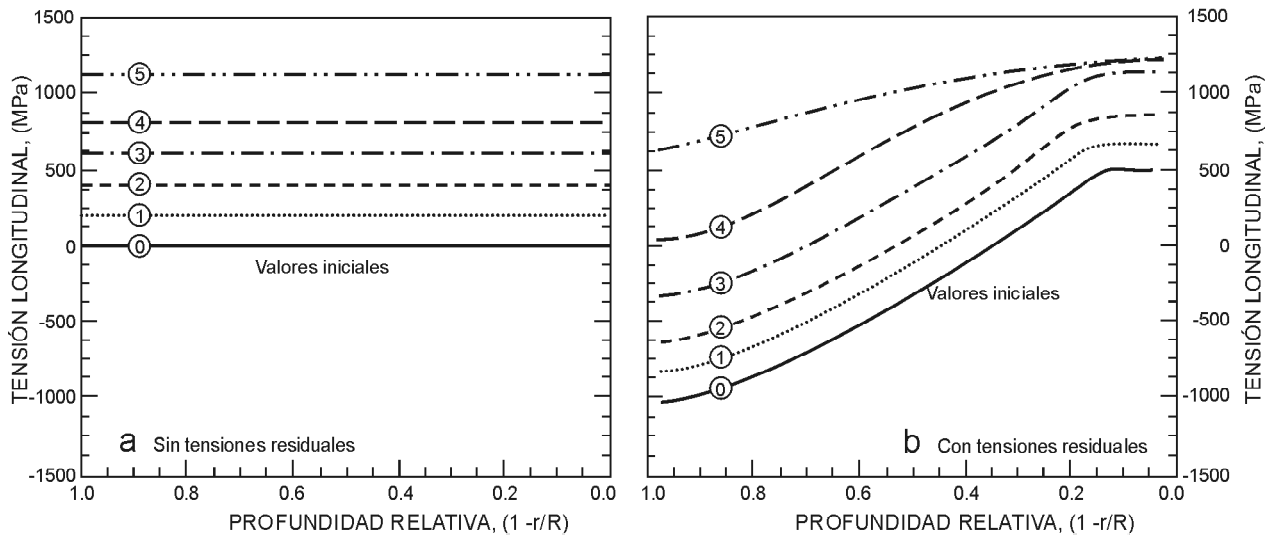


Figura 4. Tensiones longitudinales en función de la profundidad relativa durante un ensayo de tracción:

- Alambre sin tensiones residuales.
- Alambre con tensiones residuales debidas al trefilado.

Las tensiones en las dos figuras se corresponden con los mismos pasos de carga.

elastoplástico. Durante el ensayo se controló la carga total, la deformación y el desplazamiento en la zona de la superficie del alambre, simulando así los parámetros de control de un ensayo de tracción real. Las condiciones de contorno fueron un desplazamiento uniforme del extremo del alambre para simular correctamente un ensayo de tracción con control en desplazamientos.

Se consideraron dos condiciones iniciales diferentes; en primer lugar se utilizó un alambre libre de tensiones residuales y a continuación otro alambre con un perfil de tensiones residuales debido al trefilado (descrito en el apartado anterior).

En un ensayo de tracción sobre un material sin tensiones residuales (Figura 4a), la probeta se va cargando de forma elástica y uniforme hasta alcanzar, en toda la sección a la vez, su límite de elasticidad, momento a partir del cual comenzará a plastificar y se perderá la proporcionalidad de la ley tensión-deformación.

En un ensayo de tracción sobre un alambre trefilado con tensiones residuales, no se parte de una distribución de tensiones uniforme en toda la sección, como se muestra en la Figura 3. Al comenzar a cargarse la probeta, la tensión crecerá de forma elástica en toda la sección hasta el momento en que la zona superficial llegue a su límite elástico (Figura 4b). A partir de aquí comenzará a plastificar la superficie del alambre y se perderá la proporcionalidad de la ley tensión-deformación del material. Conviene llamar la atención sobre el hecho de que la plastificación en la superficie puede suceder aunque el nivel de tracciones siga siendo muy bajo en el centro del alambre, el cual incluso puede estar sometido todavía a compresiones.

En otras palabras, el alambre trefilado comenzará a plastificar parcialmente a tensiones inferiores a las que cabría esperar para el material endurecido sin tensiones residuales, lo cual va a provocar un descenso de su límite elástico.

4. COMPARACIÓN DEL TRABAJO EXPERIMENTAL CON LA SIMULACIÓN NUMÉRICA

En la Figura 1 se recoge la curva tensión-deformación del alambre trefilado en condiciones controladas, descrito en el apartado 2. Para comprobar que el programa de elementos finitos predecía de forma adecuada las propiedades del alambre trefilado, se reprodujo con el modelo numérico el paso de dicho alambre a través de la matriz de trefilado. La ley tensión-deformación del material introducida como dato de partida del programa fue la obtenida en el ensayo de tracción sobre las barras de referencia (Figura 1). Una vez reproducido el paso por la matriz, se simuló un ensayo de tracción sobre el alambre trefilado teniendo en cuenta las tensiones residuales generadas en el proceso.

En la Figura 5 se comparan ambos resultados (experimental y numérico) del ensayo de tracción sobre el alambre trefilado

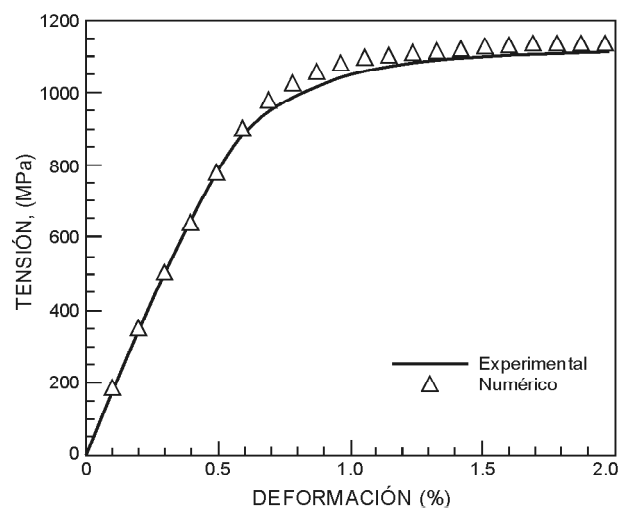


Figura 5. Comparación de los ensayos de tracción (experimental y numérico) de los alambres con tensiones residuales debidas al trefilado.

Tabla 4. Comparación de las propiedades mecánicas obtenidas en el ensayo de tracción (ENS) del material perlítico trefilado con las obtenidas en la simulación numérica (SIM)

	E (GPa)	σ_{prop} (MPa)	$\sigma_{0,2\%}$ (MPa)	σ_{max} (MPa)	$\epsilon_{\sigma_{max}}$ (%)
ENS	190	460	940	1115	2,2
SIM	192	470	947	1119	1,8

(teniendo en cuenta el perfil de tensiones residuales generado). Se comprueba que el programa predice correctamente el comportamiento del alambre después del procesado, recogiendo tanto el momento de pérdida de linealidad de la curva tensión-deformación, como el límite elástico convencional y la tensión máxima. En la Tabla 4 se comparan los valores relevantes del ensayo de tracción: la tensión proporcional se ha medido como el valor en el que una línea recta con una pendiente del módulo elástico se separa de la curva tensión-deformación.

5. INFLUENCIA DE LA GEOMETRÍA DE LA HILERA EN LAS TENSIONES RESIDUALES Y EN EL ENSAYO DE TRACCIÓN

La geometría de la matriz influye en el valor de las tensiones residuales generadas por el trefilado [6, 13]. Esto provoca que la curva tensión-deformación también vaya a ser afectada por la misma.

Un parámetro importante de la geometría de la hilera es el ángulo de reducción (ver figura 2). Su influencia sobre las tensiones residuales se ha mostrado con el programa de elementos finitos, simulando el paso de la barra de referencia a través de dos matrices; la primera con un ángulo de reducción estándar (8°) y la segunda con un ángulo reducido (4°). Los perfiles de tensiones residuales obtenidos para las dos matrices se recogen en la Figura 6a. Se observa que ángulos de reducción más pequeños provocan menores valores de las tensiones residuales [6, 13].

A continuación se simuló un ensayo de tracción sobre los alambres trefilados. En la Figura 6b se compara la curva tensión-deformación obtenida para los alambres trefilados con dos matrices distintas. Se aprecia claramente cómo el

alambre trefilado con un ángulo estándar (8°), que tiene más tensiones residuales, comienza a plastificar parcialmente antes, lo que hace disminuir el límite de proporcionalidad y el límite elástico convencional al 0,2% de una forma importante (Tabla 5), sin que esto afecte prácticamente a la tensión de rotura.

La influencia de las tensiones residuales se ve todavía mejor si se dibuja la curva tensión-deformación plástica, es decir, si eliminamos la parte elástica de la deformación. En la Figura 6c se observa cómo el alambre con más tensiones residuales comienza a plastificar a tensiones muy inferiores.

Los resultados obtenidos con el modelo de elementos finitos muestran de forma clara la importancia del perfil de tensiones residuales en el ensayo de tracción de un alambre trefilado. Modificando tan sólo uno de los parámetros del proceso, como es la geometría de la matriz, se puede aumentar casi al doble la tensión a la que comienza a plastificar el material y el límite elástico convencional al 0,2% puede incrementarse en más de un 10%.

Desde que se introdujeron las matrices de carburo de wolframio hasta nuestros días, el cambio más significativo que se ha producido en su diseño ha sido la disminución del ángulo de reducción. Estos cambios han conducido a una mejora de las propiedades del alambre, incluida la disminución del perfil de tensiones residuales.

Los resultados del modelo numérico dejan claro que, desde el punto de vista de las tensiones residuales y de la homogeneidad de la deformación, es aconsejable disminuir los ángulos de reducción desde los estándar (6°-8°) hasta ángulos del orden de 3°-4°. Bajar por debajo de estos valores supondría un incremento importante de la longitud de contacto y de la fuerza de trefilado, con el consiguiente peligro de rotura de los alambres.

Tabla 5. Comparación de las propiedades mecánicas obtenidas con el modelo de elementos finitos para dos alambres trefilados, uno con un ángulo de entrada de la matriz de 4° y otro con uno de 8°

	E (GPa)	σ_{prop} (MPa)	$\sigma_{0,2\%}$ (MPa)	σ_{max} (MPa)	$\epsilon_{\sigma_{max}}$ (%)
Matriz 1	195	800	1040	1123	1,7
Matriz 2	192	445	930	1125	1,8

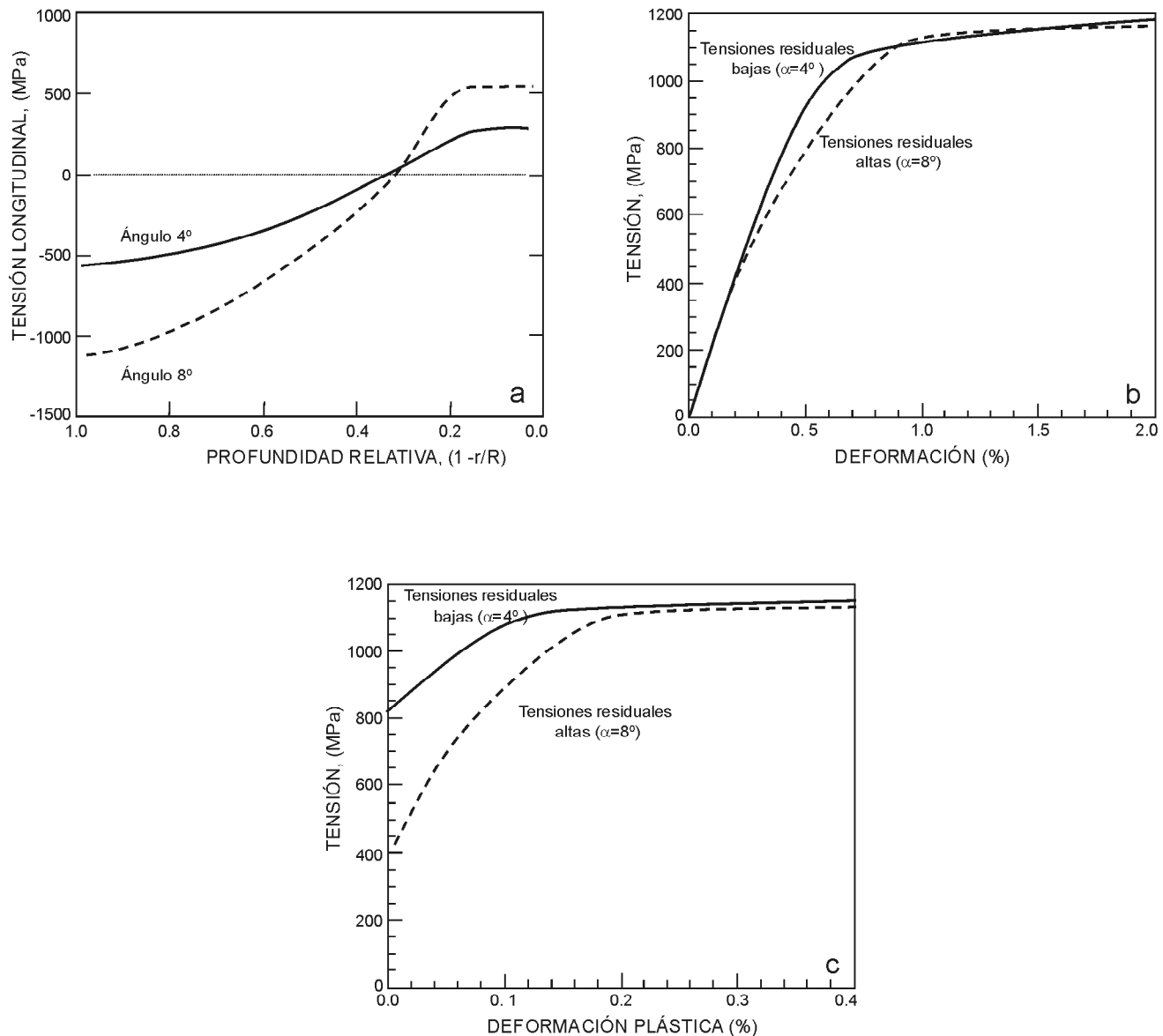


Figura 6. Influencia de la geometría de la hilera:

- Tensiones residuales longitudinales generadas por hileras de diferente ángulo de reducción.
- Ensayos de tracción sobre alambres con diferentes tensiones residuales debidas a diferencias en el ángulo de reducción de las hileras.
- Curvas tensión-deformación plástica de alambres con diferentes tensiones residuales debidas a diferencias en el ángulo de reducción de las hileras.

6. INFLUENCIA DE LOS TRATAMIENTOS POSTERIORES EN LAS TENSIONES RESIDUALES Y EN EL ENSAYO DE TRACCIÓN

Los fabricantes conocen los efectos dañinos de las tensiones residuales y por este motivo se suelen dar tratamientos posteriores al trefilado para disminuir o eliminar el perfil de tensiones residuales [6]. Estos cambios en las tensiones residuales afectarán a la forma de la curva tensión-deformación del alambre.

Los tratamientos más habituales en la industria son el paso a través de matrices de reducción mínima (matrices con reducción inferior al 1% pueden invertir el signo de las tensiones residuales) y el estabilizado (tratamiento termomecánico propio de la industria de los alambres para pretensar que mejora de forma importante el comportamiento de los alambres a relajación) [1].

Ambos procesos se han simulado numéricamente para comprobar su efecto sobre las tensiones residuales y el ensayo de tracción de los alambres trefilados.

6.1. Paso a través de una última matriz de reducción mínima

Un parámetro básico del trefilado es el porcentaje de reducción de sección que se alcanza en cada paso por matriz. En la práctica, la reducción de área por paso de trefilado rara vez supera el 30-35% ni es inferior al 15%. El porcentaje habitual en la industria está en torno al 20%.

No obstante, Bühler y Schulz sugirieron hace más de cuarenta años que el uso de una última matriz que produjera una mínima, casi despreciable, reducción de área, podría reducir las tensiones residuales, pudiendo llegar, incluso, a

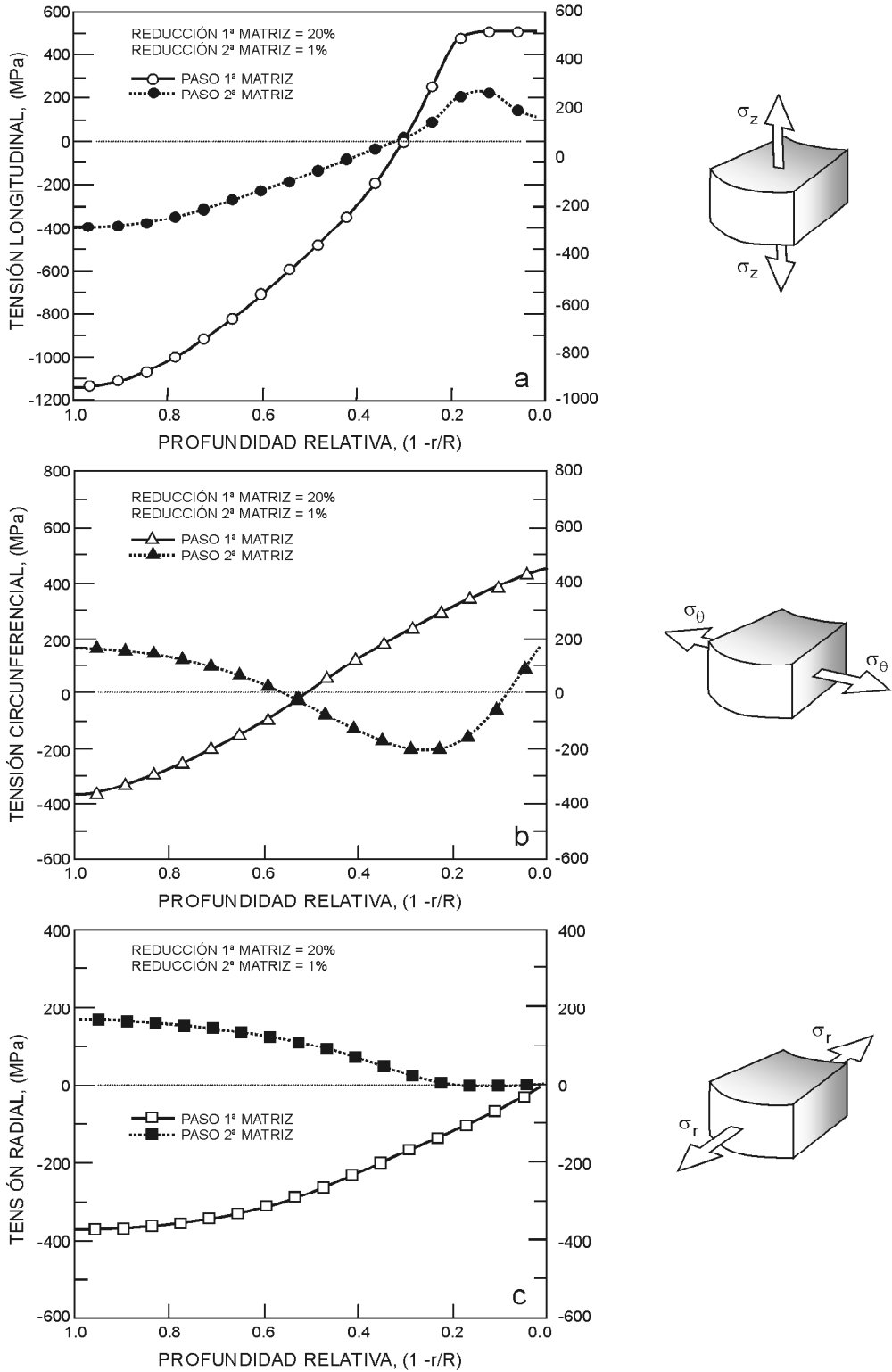


Figura 7. Perfiles de tensiones residuales del alambre después del paso por una segunda matriz de trefilado de reducción mínima.

cambiar su signo. Este hecho sorprendente se ve reflejado en las Figuras 7a, 7b y 7c. En ellas se comparan los perfiles de tensiones residuales longitudinales, circunferenciales y radiales obtenidos tras el paso de un alambre trefilado como el descrito en el apartado 2 a través de una matriz con reducción normal (20%) y una segunda matriz con una reducción de sección en torno al 1%.

Se puede apreciar cómo el paso por la última matriz de reducción mínima provoca una disminución muy importante

del perfil de tensiones residuales longitudinales e incluso llega a cambiar el signo de las tensiones circunferenciales y radiales.

6.2. Estabilizado

Diversos trabajos han mostrado que ni el tratamiento térmico ni el estiramiento mecánico resultan suficientemente eficaces para la eliminación de las tensiones residuales. Por

esta razón, en la industria del alambre de pretensado se utiliza una combinación de ambos, es decir, un tratamiento termomecánico llamado “estabilizado”.

El estabilizado consiste en calentar el alambre hasta unos 400° C manteniendo aplicada, simultáneamente, una carga de tracción que suele variar entre 0,4-0,6 veces la carga de rotura. No obstante, los parámetros concretos de cada tratamiento siguen dependiendo de cada empresa.

El calentamiento puede realizarse mediante baterías de sopletes, en un baño de plomo fundido o en un horno de inducción. En cualquier caso, se trata de un calentamiento rápido con una permanencia muy corta y un enfriamiento lento.

La razón de la elección del tratamiento en el intervalo 400-450° C se puede ver claramente en la Figura 8 en la que se representa el comportamiento del acero de pretensar a diferentes temperaturas [14]. Se aprecia que si el tratamiento se diera entre 100-300° C habría que subir mucho la carga para conseguir que el material plastificara y además en ese rango de temperaturas la ductilidad es menor.

En nuestro caso, partiendo de nuevo del alambre trefilado con tensiones residuales, se le sometió a un tratamiento termomecánico a 400 °C, cargando a 0,4 veces la tensión de rotura. Como dato de partida para la simulación del segundo proceso se utilizó una curva tensión-deformación obtenida experimentalmente para 400 °C .

6.3. Influencia de los tratamientos posteriores en el ensayo de tracción.

En la Figura 9a se comparan los perfiles de tensiones residuales obtenidos con ambos tratamientos con el perfil de tensiones del alambre simplemente trefilado. Se aprecia claramente que los tratamientos posteriores provocan una importante disminución del perfil de tensiones residuales.

En la Figura 9b se recogen los ensayos de tracción simulados después de los tratamientos, comparándolos con los del alambre simplemente trefilado. En la Tabla 6 se resumen las principales propiedades mecánicas de dichos alambres. Se aprecia que la disminución de las tensiones residuales provoca un aumento del límite de proporcionalidad de hasta un 115% y el límite elástico convencional (0,2%) puede alcanzar valores de hasta un 20% superiores mientras que la tensión de rotura se mantiene en los mismos niveles.

7. RELACIÓN $\sigma_{0,2\%}/\sigma_{\max}$

En los apartados anteriores se ha comprobado que la presencia de un perfil de tensiones residuales en el alambre trefilado puede hacer disminuir el valor del límite elástico, sin afectar de forma importante a la tensión máxima. Esto provoca una disminución de la relación $\sigma_{0,2\%}/\sigma_{\max}$.

Esto es importante, ya que las distintas normas internacionales (ASTM-A421-91, BS-2691, Model Code CEB-FIP,

Tabla 6. Influencia de los tratamientos posteriores sobre las propiedades mecánicas del material trefilado en condiciones controladas descrito en el apartado 2.

	E (GPa)	σ_{prop} (MPa)	$\sigma_{0,2\%}$ (MPa)	σ_{max} (MPa)	$\epsilon_{\sigma_{\text{max}}}$ (%)
Trefilado	190	460	940	1115	2,2
Ult. Matriz	191	647	1065	1131	1,7
Estabilizado	190	990	1135	1200	1,9



Figura 8 Influencia de la temperatura en el límite elástico y la tensión de rotura del acero de pretensar [14].

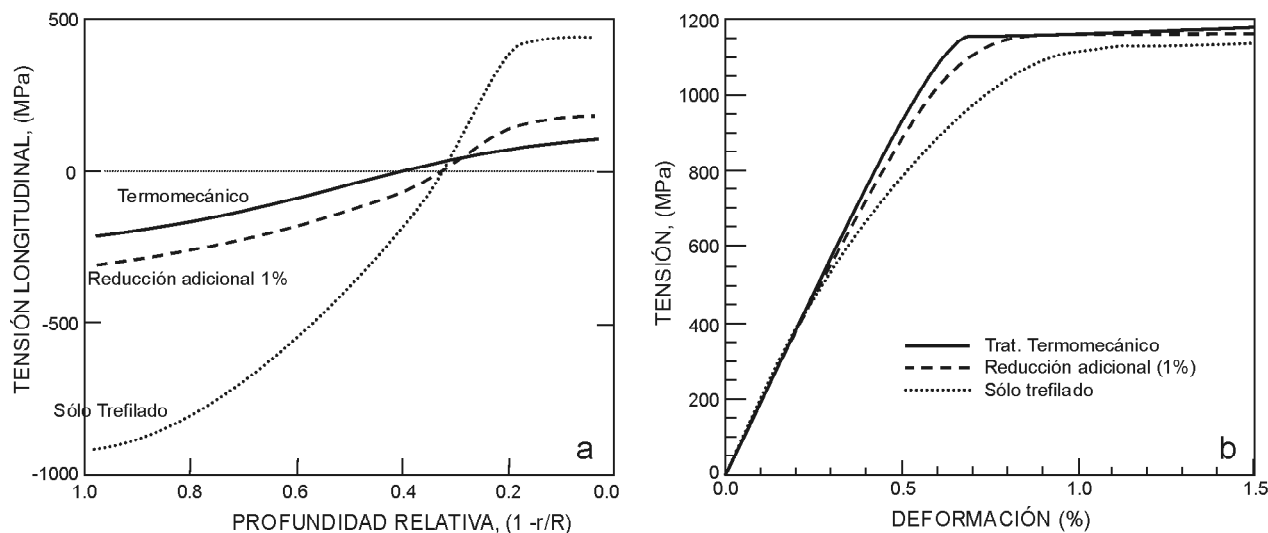


Figura 9. Influencia de los tratamientos posteriores al trefilado:

- Tensiones residuales longitudinales debidas a una reducción adicional (1%) o a un tratamiento termomecánico (estabilizado).
- Ensayos de tracción sobre alambres con dos tratamientos posteriores al trefilado. En ambas figuras, se han incluido los valores de los alambres simplemente trefilados para comparación.

EHE-UNE 36094) establecen que los alambres de acero para pretensar deben cumplir que la relación entre su límite elástico al 0,2% y su tensión máxima debe estar entre 0,85-0,95 [5].

Además del límite inferior del 85%, las normas suelen proponer valores óptimos que se encuentran en torno al 90-93%. Por ejemplo, la norma francesa considera que la forma más favorable del diagrama tensión-deformación es aquella que presenta un límite elástico al 0,1% igual al 90% de la resistencia a tracción, lo que equivale aproximadamente a un límite elástico convencional al 0,2% del orden del 92,5% de la resistencia a tracción. El código modelo CEB-FIP propone que los valores óptimos para el límite elástico están en un 90% para los alambres normales y un 93% de la resistencia máxima para los alambres de baja relajación. Además, la norma española EHE exige que el límite inferior del 85% lo cumplan no sólo los valores mínimos garantizados, sino también los correspondientes a cada uno de los alambres ensayados.

La exigencia de un límite inferior para esta relación se justificó empíricamente en que los alambres de bajo límite elástico presentan una serie de inconvenientes:

- Fuertes pérdidas por relajación.
- Imprecisión en la correspondencia entre tensiones y alargamientos durante el tesado.

- Alargamientos excesivos al introducir las tracciones del pretensado.

Los resultados obtenidos en este trabajo justifican la exigencia de un límite inferior para la relación $\sigma_{0,2\%}/\sigma_{\max}$ por la necesidad de controlar el estado de tensiones residuales generado en el alambre, el cual puede perjudicar su comportamiento a corrosión bajo tensión, fatiga y relajación.

En el caso del alambre estudiado en el apartado 2, los resultados obtenidos muestran cómo, incluso con geometrías de matriz habituales, el perfil de tensiones residuales generado en el alambre provoca una disminución de la relación $\sigma_{0,2\%}/\sigma_{\max}$ que puede hacer inaceptable el material, al no cumplir las especificaciones establecidas por la norma a este respecto (Tabla 7). Los tratamientos posteriores disminuyen las tensiones residuales, aumentan la relación $\sigma_{0,2\%}/\sigma_{\max}$ y evitan este problema (Tabla 7).

8. CONCLUSIONES

El objetivo de este trabajo, tal y como se explicó en la introducción, era investigar la influencia de las tensiones residuales generadas por el trefilado en la forma de la curva tensión-deformación obtenida en los ensayos de tracción sobre los alambres de acero para pretensar.

Tabla 7. Relación $\sigma_{0,2\%}/\sigma_{\max}$ para los distintos alambres estudiados en los apartados 2 y 6

	E (GPa)	σ_{prop} (MPa)	$\sigma_{0,2\%}$ (MPa)	σ_{\max} (MPa)	$\sigma_{0,2\%}/\sigma_{\max}$
Trefil.	190	460	940	1135	0,83
Ult. Matriz	191	647	1065	1131	0,94
Estabilizado	190	990	1135	1200	0,94

Se ha mostrado que el trefilado genera un perfil de tensiones residuales en los alambres que, además de perjudicar su comportamiento a fatiga y a corrosión bajo tensión [3, 4], influye en las propiedades mecánicas obtenidas en el ensayo de tracción.

La existencia de un perfil de tensiones residuales longitudinales con tracciones en la superficie y compresiones en el centro del alambre, provoca que, en el ensayo de tracción, el material comience a plastificar en la zona superficial a tensiones inferiores a las que cabría esperar para el material sin tensiones residuales. La plastificación parcial en la zona superficial hace disminuir el límite de proporcionalidad y el límite elástico convencional del alambre, sin afectar de forma importante a la tensión de rotura.

Por tanto, la relación $\sigma_{0,2\%}/\sigma_{\max}$ disminuye al aumentar las tensiones residuales. Debido al efecto perjudicial que ejercen las tensiones residuales sobre la vida en fatiga y el comportamiento a corrosión bajo tensión de los alambres, es razonable exigir un límite inferior al valor $\sigma_{0,2\%}/\sigma_{\max}$. Esto justifica que las distintas normas internacionales del acero de pretensar exijan que la relación $\sigma_{0,2\%}/\sigma_{\max}$ sea superior a 0,85.

Se ha comprobado, en esta investigación, que las tensiones residuales provocan una disminución de dicha relación que puede hacer al material inaceptable según las normas. La relación $\sigma_{0,2\%}/\sigma_{\max}$ puede incrementarse eliminando las tensiones residuales mediante tratamientos mecánicos o termomecánicos, tal y como se ha mostrado en este trabajo.

9. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Ministerio de Fomento la ayuda concedida al proyecto "Durabilidad de armaduras activas en estructuras de hormigón pretensado" en la convocatoria Orden/FOM/624/2003. Al mismo tiempo desean expresar su agradecimiento al Ministerio de Ciencia y Tecnología por la financiación recibida a través de los proyectos MAT2000-1334 and MAT01-3863-C3-1. A L. Del Pozo por su colaboración durante toda la investigación. Gracias también a los profesores J. Ruiz (UPM), F. Mompeán, M. García Hernández, M. Martínez (ICMM) y J. del Rio (Bekaert) por sus productivos comentarios.

10. REFERENCIAS

[1] Atienza, J.M., "Tensiones residuales en alambres de acero trefilados". Tesis Doctoral (Universidad Politécnica de Madrid, 2001).

[2] Elices, M., "Fracture of steels for reinforcing and prestressing concrete" in Fracture Mechanics of Concrete (G.C. Sih, A. DiTommaso Eds, 1985), Chap. 5.

[3] Llorca, J., Sánchez-Gálvez, V., "Numerical determination of the influence of residual stresses on fatigue", Computational Plasticity, (1997) 1123-1136.

[4] Elices, M., Maeder, G., Sánchez-Gálvez, V. "Effect of surface residual stress on hydrogen embrittlement of prestressing steels". Br. Corrosion Journal, vol. 18, pp. 80-81, 1983.

[5] Model Code CEB-FIP (1990), ASTM-A421 (1991), EHE-UNE 36094 (1994), BS-2691 (1991)

[6] Dove, A.B. (Ed.), "Ferrous Wire" (The Wire Association Int., Inc., 1991).

[7] Libby, J.R., "Modern Prestressed Concrete" (Van Nostrand Reinhold Co., 1977).

[8] Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L., "The Finite Element Method", (McGraw-Hill, Inc., 1989).

[9] Hibbitt, Karlsson, Sorensen, "ABAQUS User's Manual. Version 5.8", (1998).

[10] Hamada, T., Hirouchi, T., Akiyama, M., "A numerical study of temperature in a fine high carbon steel wire subjected to high speed drawing". Wire Journal International, (2001) 86-92.

[11] Crook, A.J.L., Hinton, E., "Comparison of 2d quadrilateral finite elements for plasticity problems". Computational Plasticity, (1989) 181-195.

[12] Bathe, K.J., Kojic, M., Walczak, J., "Developments in methods for large strain elasto-plastic problems". Computational Plasticity, (1989) 263-275.

[13] Godfrey, H., Richards, F., Sason, S., "The benefits of using wiredrawing dies with smaller included angles and longer nibs", Wire Journal International, (Junio 2000) 102-113.

[14] Queiroz, R.H.U., Fonseca, E.J., Buono, V.T.L., Andrade, M.S., Paula e Silva, E.M., Gonzalez, B.M. "High temperature mechanical behavior of a drawn pearlitic steel". Wire Journal International, (Junio 1999) 76-81.



Influencia de las tensiones residuales en la corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado

Influence of residual stresses on the stress corrosion of prestressed concrete wires



José Miguel Atienza

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero de Materiales
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ciencia de Materiales. UPM



Manuel Elices

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Licenciado en Ciencias Físicas
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ciencia de Materiales. UPM



Jesús Ruiz

Doctor en Ciencias Físicas
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Ciencia de Materiales. UPM

RESUMEN

El objetivo de este artículo es estudiar la influencia de las tensiones residuales, generadas por el proceso de trefilado, en la corrosión bajo tensión de las armaduras activas utilizadas en el hormigón pretensado. Las tensiones residuales se han medido por difracción de rayos X y se ha elaborado un programa de elementos finitos que simula el trefilado con el propósito de calcular el perfil final de tensiones residuales en los alambres. La susceptibilidad a la corrosión bajo tensión se ha evaluado mediante el ensayo FIP en tiocianato amónico, midiendo el tiempo hasta rotura para distintos valores de la carga aplicada. Se ha encontrado una buena correlación entre los tiempos de rotura y las tensiones residuales medidas. La presencia de tensiones residuales en las armaduras activas puede ser la clave para explicar la dispersión en los tiempos de rotura en los ensayos FIP, la desaparición del umbral de tensiones para algunos alambres o la saturación de los tiempos de rotura por encima de ciertos valores de la carga de ensayo.

SUNMARY

The aim of this paper is to show the influence of residual stresses, due to cold-drawing, on the stress corrosion susceptibility of pearlitic wires used for prestressing concrete. Surface residual stresses were measured by X-ray diffraction and a 3D finite element model was used to simulate the drawing process. Stress corrosion susceptibility was evalua-

ted through rupture times in NH_4SCN tests. A very good correlation was found between rupture times in NH_4SCN tests and residual stresses at the surface of the wires. The presence of residual stresses may help in explaining the scatter in times to rupture, the disappearance of a stress threshold, the differences in times to rupture of steel wires with the same microstructure, surface quality and mechanical properties, or the saturation in rupture time above certain values of the testing load.

Palabras Clave: Armaduras Activas, Corrosión Bajo Tensión, Fragilización por Hidrógeno, Hormigón Pretensado, Tensiones Residuales, Ensayo FIP.

1. INTRODUCCIÓN

Las roturas por corrosión bajo tensión en los tendones activos de las estructuras pretensadas pueden ser un problema cuando las estructuras están sometidas a un ambiente agresivo. La experiencia ha mostrado que la durabilidad de los tendones de acero utilizados en el pretensado es suficiente cuando están protegidos por hormigón sano y sin fisuras. No obstante, si no están adecuadamente protegidos, se pueden desarrollar fisuras bajo la acción combinada de la tensión y el ambiente agresivo. Estas fisuras pueden crecer con tensiones del orden de la tensión de trabajo y provocar la rotura de los tendones. Hay constancia de que se han producido roturas por esta causa, véanse, por ejemplo, los casos publicados por CUR [1], Phillips [2] o Nürnberger [3].

Se trata de una cuestión de gran importancia, tanto desde el punto de vista de la seguridad estructural, porque implica una pérdida de capacidad resistente en el material con el consiguiente riesgo de rotura catastrófica, como desde el punto de vista económico, por la necesidad del mantenimiento o reposición de los elementos dañados, lo que encarece los costes de conservación.

La trascendencia del problema es tal que la Federación Internacional del Pretensado (FIP) organizó tres congresos internacionales entre 1971 y 1981 con el objeto de investigar los mecanismos, métodos de ensayo y procedimientos de protección de la corrosión bajo tensión de los alambres de acero utilizados como armaduras activas en el hormigón pretensado [4, 5, 6].

El procedimiento ideal para conocer la susceptibilidad de los alambres de pretensado a la corrosión bajo tensión sería ensayar alambres tensionados expuestos al medio real (marino, industrial, urbano,...) y registrar el tiempo hasta la rotura o analizar el daño producido al cabo de un cierto tiempo. No obstante, este método no resulta práctico, aún existiendo un acuerdo general en que la fragilización por hidrógeno es el mecanismo fundamental en la corrosión bajo tensión [7]. Para controlar la susceptibilidad de los aceros de pretensado a la fragilización por hidrógeno, la FIP propuso un ensayo con Tiocianato Amónico en 1978 [8]. Este ensayo es muy agresivo, pero resulta adecuado para el control de calidad de una partida de acero y para la comparación de diferentes partidas del mismo tipo de acero. Algunos comentarios al respecto de la adecuación de este tipo de ensayo se presentaron durante el 3^{er} Simposio [9] y un informe del estado general, que en nuestra opinión no ha cambiado desde entonces, se publicó en [10].

A pesar de estos intentos, aún hoy en día, los fabricantes de acero no disponen de una normativa oficial que respalde y exija el buen comportamiento del acero frente a la corrosión bajo tensión y están a merced de lo que exijan los pliegos de condiciones en cada caso que, a veces, solicitan propiedades aparentemente contrapuestas. Una explicación hay que buscarla en que el ensayo FIP78 no se acepta unánimemente como ensayo único para garantizar el buen comportamiento del acero frente a la corrosión bajo tensión, debido a la dispersión de sus resultados y a la dificultad de correlacionarlos con situaciones reales. Sin embargo, en la actualidad continúa siendo el ensayo más simple para el control y la aceptación de estos aceros.

El ensayo FIP, además de su especificidad, tiene el inconveniente de la dispersión en el tiempo de rotura. Esto está influenciado por la presencia de tensiones residuales en los alambres, como se mostró hace tiempo por Elices y sus cola-

boradores [11, 12]. Con la aparición de poderosas técnicas experimentales para la medida de tensiones residuales, como la difracción de neutrones y de rayos X, y de medios de computación más potentes para simular numéricamente el proceso de trefilado con el que se producen estos alambres, este fenómeno se puede estudiar ahora con más detalle.

El propósito de este artículo es comentar algunos de estos avances que pueden arrojar luz sobre el papel de las tensiones residuales superficiales en la fragilización por hidrógeno de los alambres de pretensado. En este trabajo se ha estudiado la fragilización por hidrógeno de dos lotes de alambres de pretensado, con diferentes tensiones residuales. Se han realizado ensayos de acuerdo a las recomendaciones de la FIP [8] y se ha encontrado una buena correlación entre el tiempo de rotura (incluso su dispersión) y las tensiones residuales medidas.

2. TRABAJO EXPERIMENTAL

2.1. Materiales

El objetivo de este artículo es comparar la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de dos aceros comerciales de pretensado. Los aceros seleccionados para esta investigación deben tener la misma microestructura y propiedades mecánicas similares, difiriendo únicamente en sus valores de tensiones residuales.

Para este propósito se fabricaron dos lotes de alambres siguiendo el procedimiento comercial; el trefilado a partir de un alambroón de 12 mm de sección de un acero eutectoide (material bifásico formado por finas láminas de ferrita y cementita).

El primer lote estaba formado por alambres trefilados con ocho pasadas, con un diámetro final de 5.20 mm. Dicho grupo –a partir de ahora llamado simplemente “*alambres trefilados*”– fue preparado con el propósito de que tuviera altas tensiones residuales en la superficie.

El segundo lote –que llamaremos a partir de ahora “*alambres estabilizados*”– estaba formado por alambres sometidos a un tratamiento termomecánico de eliminación de tensiones, conocido en la industria como “estabilizado”. El propósito de este segundo grupo era ensayar alambres con menores tensiones residuales de tracción en la superficie.

Las propiedades mecánicas de los alambres se resumen en la Tabla 1. Los resultados se han obtenido como media de 12 ensayos en los alambres trefilados y 9 ensayos en los alambres estabilizados.

Tabla 1. Propiedades Mecánicas de los alambres trefilados

	$\sigma_{0.1}$ (MPa)	$\sigma_{0.2}$ (MPa) σ_{max}	(MPa) ϵ_m	(%)
Trefilados	1548	1720	1940	1.9
Estabilizados	1571	1615	1850	5.1

ϵ_m : Deformación bajo carga máxima (σ_{max}).

En el caso de los alambres de acero eutectoide (perlítico) empleados en el pretensado, las tensiones residuales macroscópicas son difíciles de evaluar con las técnicas experimentales disponibles (basadas en difracción de neutrones y de rayos X) debido a que estas técnicas sólo permiten obtener los valores por separado de las tensiones en la fase ferrita y cementita y no las tensiones macroscópicas medias en el material perlítico (además, los picos de difracción de la cementita son muy débiles y difíciles de interpretar). El procedimiento utilizado en este trabajo para calcular las tensiones residuales en los alambres, basado en estudios previos, es el que sigue:

– Se realizó una investigación previa sobre un alambre ferrítico trefilado, resumida en [13, 14], que sirvió para calibrar y poner a punto las técnicas experimentales y numéricas. Las tensiones se midieron mediante difracción de rayos X y neutrones y se desarrolló un programa de elementos finitos en 3D, utilizando el código ABAQUS, que simulaba el proceso de trefilado. Se obtuvo una muy buena correlación entre los resultados numéricos y las medidas experimentales, lo que sirvió para validar ambas técnicas.

– El siguiente paso consistió en repetir la investigación previa, pero esta vez sobre un alambre perlítico trefilado (bifásico, formado por láminas de ferrita y cementita). Como se mencionó anteriormente, la señal tan débil que se obtiene de la fase cementita era la principal dificultad para obtener un perfil de tensiones en un material perlítico. La simulación numérica dio información sobre las macrotensiones existentes

en el material y estos valores se compararon con los obtenidos aplicando la ley de las mezclas a partir de las medidas experimentales sobre la fase ferrita y cementita, como se resume en [15]. Esta investigación mostró que la fase cementita puede estar sometida a tensiones de tracción del orden de 2500 MPa.

– A partir de estos trabajos fue posible estimar las macrotensiones existentes en un alambre perlítico trefilado con las medidas experimentales obtenidas en la fase ferrita, suponiendo que las tensiones de tracción en la cementita son del orden de 2000-3000 MPa, hipótesis que coincide con los resultados de van Acker et al [16]. Las tensiones residuales superficiales, en la fase ferrita, se midieron mediante difracción de rayos X con un analizador Rigaku Strainflex, con una radiación CrK_{α} (longitud de onda 0.229 nm). El difractor se utilizó en modo Ω y las tensiones se calcularon por el método del Seno Cuadrado ($\text{sen}^2\psi$).

Los valores medios de las tensiones residuales superficiales (de tracción) para los alambres trefilados y estabilizados se resumen en la Tabla 2.

La Figura 1 muestra el perfil calculado de macrotensiones residuales en dirección longitudinal en función de la profundidad relativa tanto en los alambres trefilados como en los estabilizados. Los valores en la superficie ($r/R=1$) concuerdan con los calculados a partir de las medidas experimentales en la fase ferrita utilizando la regla de las mezclas (y suponiendo que la cementita soporte tracciones del orden de 2500 MPa).

Tabla 2. Tensiones residuales longitudinales en la superficie de los alambres

	N ¹	Fase Ferrita ² (MPa)	Perlita ³ (MPa)
Trefilados	41	260 ± 20	600 ± 70
Estabilizados	82	30 ± 5	200 ± 70

1. N: Número de medidas.
2. Valores medios (tracción) de las medidas por difracción de rayos X.
3. Valores de las macrotensiones calculados por elementos finitos (tracción).

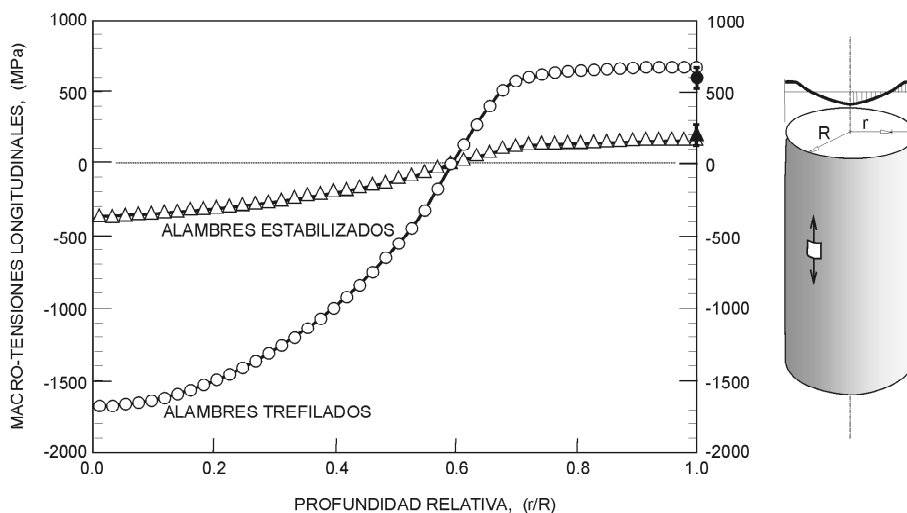


Figura 1. Perfiles de tensiones residuales longitudinales calculados por el modelo de elementos finitos para los alambres trefilados y estabilizados. Se muestran también las tensiones residuales superficiales obtenidas a partir de las medidas por difracción de rayos X sobre la fase ferrita.

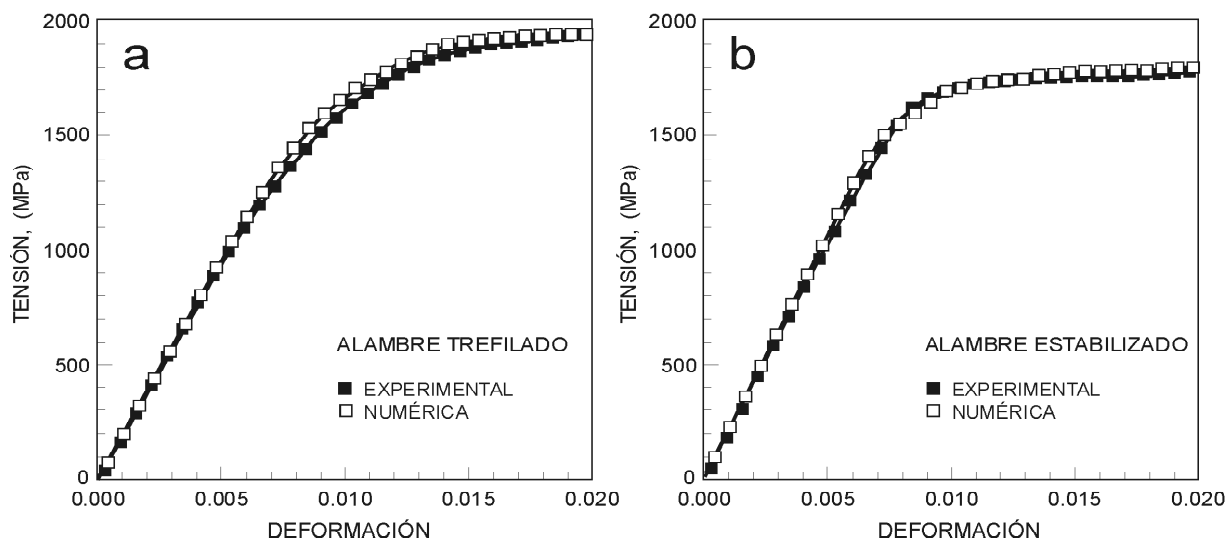


Figura 2. Ensayos de tracción sobre los alambres trefilados (Figura 2a) y estabilizados (Figura 2b). Se comparan los resultados experimentales con los obtenidos de la simulación numérica.

Como una comprobación adicional de la simulación por elementos finitos, recientemente los autores reprodujeron numéricamente las leyes tensión-deformación de ambos materiales [17]. El propósito era mostrar la influencia de las tensiones residuales, debidas al trefilado, en la forma de las curvas tensión-deformación obtenidas en un ensayo de tracción, particularmente en la zona de inicio de la plasticidad (zona pre-plástica).

En la Figura 2 se muestran los resultados experimentales de ensayos de tracción sobre el material trefilado (Figura 2a) y el estabilizado (Figura 2b). Se observa cómo los alambres trefilados empiezan a plastificar a tensiones inferiores, debido a las altas tensiones residuales que tienen. Estos ensayos de tracción se simularon numéricamente (Figuras 2a y 2b) después de simular previamente los procesos de trefilado y estabilizado sobre los alambres.

El acuerdo entre los resultados numéricos y experimentales es muy bueno, particularmente en la región pre-plástica –en el inicio de la plastificación– donde las tensiones residuales juegan un papel muy importante [17]. Todos estos resultados añadieron confianza al programa de elementos finitos utilizado en este trabajo.

2.2. El ensayo FIP en Tiocianato Amónico

Desde el mismo momento en que se empezaron a estudiar los problemas de corrosión, ha existido el deseo de tener un método de ensayo normalizado que permitiera distinguir la susceptibilidad relativa de los distintos materiales. La experiencia muestra claramente que cuando esos métodos de ensayo intentan normalizar las condiciones ambientales, los resultados son relevantes sólo cuando hay una correspondencia clara entre las condiciones de laboratorio y las reales. Este no es el caso del ensayo FIP, pero este ensayo es adecuado para el control de calidad de un tipo de acero y para la comparación de diferentes lotes dentro del mismo tipo de acero [10]. Para el problema que nos concierne, la *comparación* entre dos grados del mismo acero, el ensayo FIP parece apropiado.

El ensayo FIP es un ensayo de fragilización por hidrógeno que utiliza una solución acuosa de tiocianato amónico (NH_4SCN) en contacto con el acero. El ensayo determina el tiempo de rotura de un alambre de acero cargado con una fuerza de tracción constante de $0.8 F_m$ (donde F_m es la carga máxima de tracción que aguanta el alambre), inmerso en una solución de NH_4SCN (200 g de NH_4SCN en 800 ml de agua destilada) a una temperatura constante de $50 \pm 1^\circ \text{C}$. Un esquema del dispositivo experimental aparece en la Figura 3.

Para estudiar la influencia de las cargas externas y su interacción con las tensiones residuales, se realizaron ensayos adicionales midiendo la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno (con NH_4SCN a 50°C) a cargas menores, variando desde $0.7 F_m$ hasta $0.06 F_m$.

3. RESULTADOS DE FRAGILIZACIÓN POR HIDRÓGENO

La susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de los alambres perlíticos se midió mediante el ensayo FIP [8] siguiendo las recomendaciones ISO [18]. El tiempo medio de rotura fue: 2.0 horas para los alambres trefilados y 4.2 horas para los estabilizados.

Adicionalmente, los *alambres trefilados* se ensayaron a 0.70, 0.60, 0.50, 0.40, 0.30, 0.20, 0.10 y 0.06 de la carga máxima ($F_m = 41.5 \text{ kN}$). Los *alambres estabilizados* se ensayaron a 0.70, 0.60, 0.50, 0.40, 0.30 de su tensión máxima ($F_m = 40.8 \text{ kN}$). Se realizaron menos ensayos sobre este último tipo de alambres porque se dispuso de menos probetas. Todos estos resultados aparecen en la Figura 4.

A la vista de estos resultados parece ser que los *alambres trefilados* no exhiben un umbral de tensión, como muestra la Figura 4, mientras que los *alambres estabilizados* parecen tener un umbral de tensiones en torno a 500 MPa (aproximadamente $0.27 F_m$), por debajo del cual no se produce la rotura del alambre. La Tabla 3 muestra todos los tiempos de rotura de los ensayos sobre los alambres trefilados y la Tabla 4 muestra los resultados de rotura para los estabilizados.

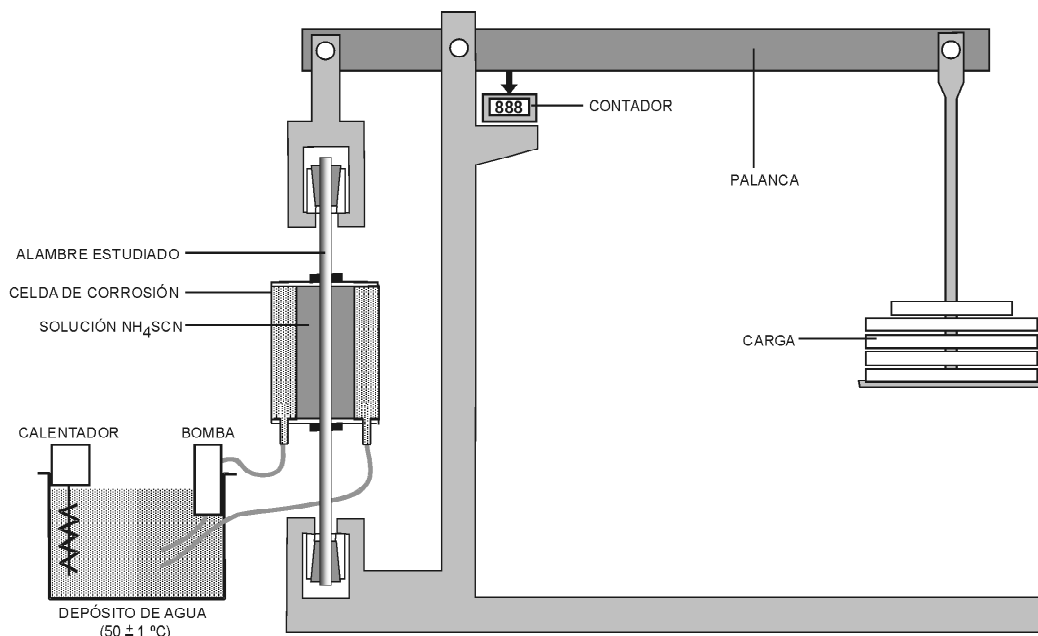


Figura 3. Dispositivo experimental para los ensayos de fragilización por hidrógeno.

Tabla 3. Tiempos de rotura para los alambres trefilados (horas).

0.80 F_m	0.70 F_m	0.60 F_m	0.50 F_m	0.40 F_m	0.30 F_m	0.20 F_m	0.10 F_m	0.06 F_m
1.4	1.7	1.7	2.1	2.7	3.1	5.4	5.2	9.2
1.6	1.8	1.8	2.4	2.8	3.4	5.5	7.0	10.7
1.9	2.1	1.9	2.5	3.5	3.4	5.5	10.6	12.3
2.1	2.1	2.2	2.6	4.3	3.9			
2.2	2.2	2.3	2.7		4.0			
2.2	2.6	2.5	2.9					
2.3								
2.5								
2.0*	2.1*	2.1*	2.5*	3.3*	3.6*	5.5*	7.6*	10.7*

* valor medio

Tabla 4. Tiempos de rotura para los alambres estabilizados (horas)

0.80 F_m	0.70 F_m	0.60 F_m	0.50 F_m	0.40 F_m	0.30 F_m
2.9	4.1	5.8	7.7	31.1	89.9
3.9	5.3				
4.0					
4.1					
4.6					
5.4					
4.2*	4.7*	5.8	7.7	31.1	89.9

* valor medio

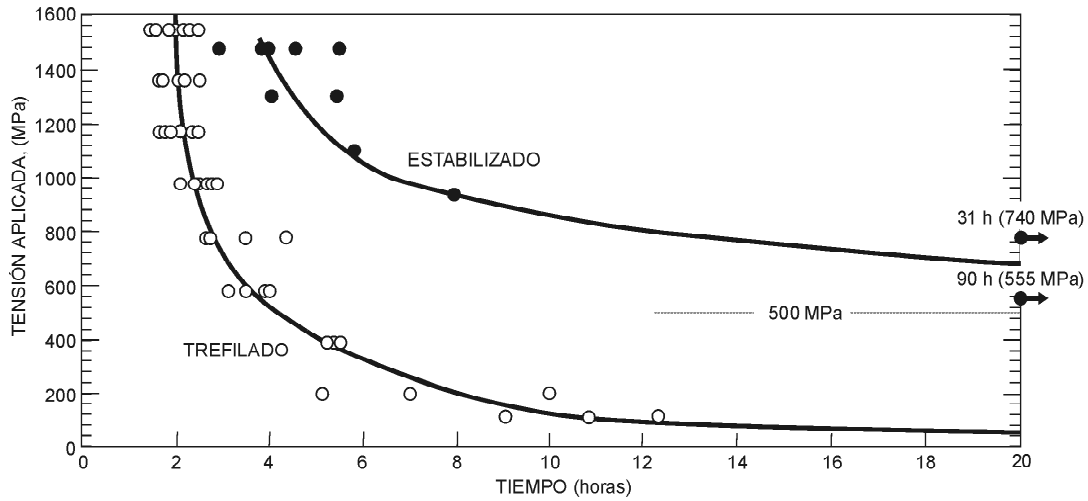


Fig. 4. Tiempo de rotura de los alambres trefilados y estabilizados, en función del nivel de carga aplicado.

4. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y NUMÉRICOS

4.1. Alambres trefilados

Los tiempos de rotura, en los ensayos en NH_4SCN , de los alambres trefilados cargados a $0.8 F_m$, $0.7 F_m$, $0.6 F_m$ y $0.5 F_m$, muestran una gran coincidencia (cerca de 2 horas de media), sea cual sea la carga del ensayo, como se aprecia en la Figura 5a.

Las tensiones residuales pueden ser la clave para explicar este resultado. La Figura 5b muestra los perfiles de tensiones longitudinales calculados con el programa de elementos finitos, en función de la profundidad relativa (r/R), a las diferentes cargas del ensayo (desde 0.8 a $0.1 F_m$). Estos perfiles se obtuvieron a partir del perfil de tensiones residuales después

del trefilado (calculado numéricamente y comprobado experimentalmente en la superficie, mediante medidas por difracción de rayos X sobre la fase ferrita, como se explicó en el apartado 2) y a continuación añadiendo las cargas externas del ensayo, teniendo en cuenta los efectos de la plasticidad. La Figura 5b muestra claramente que el nivel de tensiones dentro de la parte más exterior del alambre (una profundidad de alrededor de 0.75 mm) es casi la misma para todas las cargas desde $0.5 F_m$ hasta $0.8 F_m$, ya que en esa zona el material ha alcanzado la plastificación.

Hace ya 20 años los autores comprobaron que el daño superficial que puede provocar variaciones en los tiempos de fractura por fragilización por hidrógeno (modelizado como una fisura superficial ideal, tal y como muestra el dibujo de la Figura 5b) podría tener una profundidad del orden de 0.1 mm o menos [11, 12]. Consecuentemente, todas las probetas cargadas entre $0.5 F_m$ y $0.8 F_m$ están sujetas al mismo daño, ya

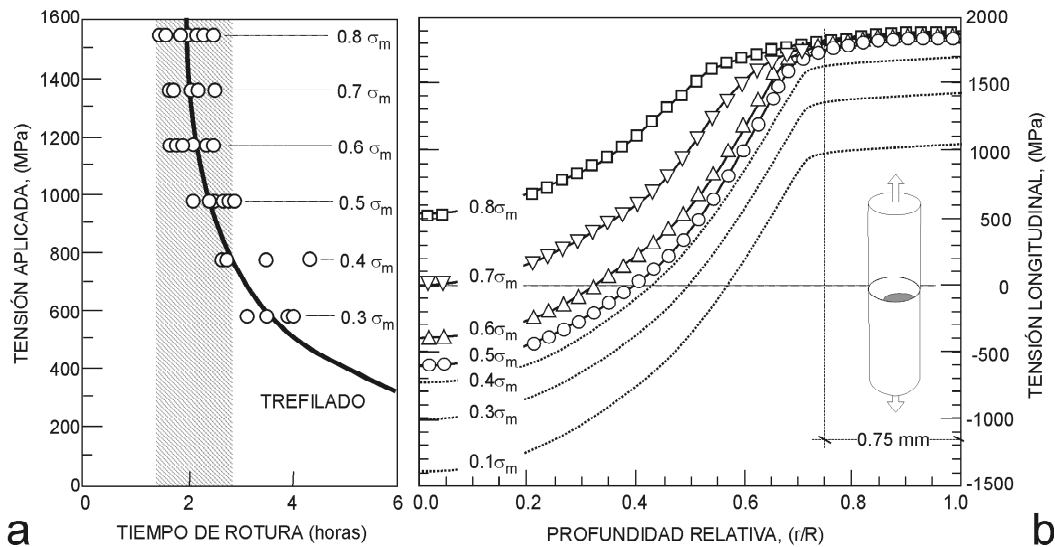


Figura 5.

- a. Tiempo de rotura de los alambres trefilados; se puede observar que el tiempo medio de rotura es casi el mismo para tensiones aplicadas entre 1550 y 1000 MPa. ($\sigma_m=1940$ MPa)
- b. Perfiles de tensiones longitudinales en el alambre durante los ensayos de fragilización por hidrógeno a diferentes cargas.

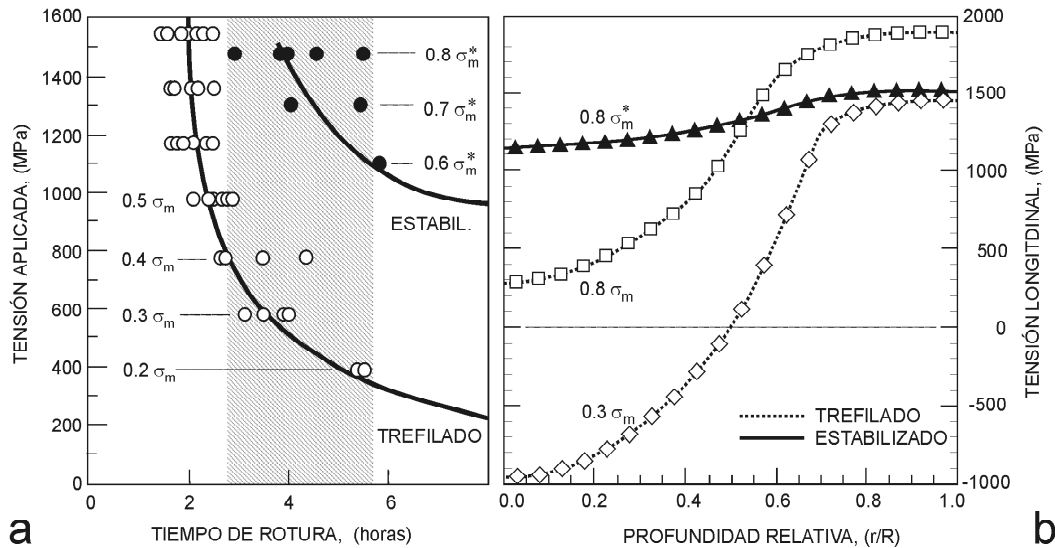


Figura 6.

- a. Tiempos de rotura de los alambres trefilados y estabilizados.
 b. Perfiles de tensiones longitudinales en los alambres trefilados ($\sigma_m=1940$ MPa) y estabilizados ($\sigma_m^*=1850$ MPa), a diferentes cargas.

que en la zona superficial están soportando tensiones similares. Por tanto, deberían tener tiempos de rotura similares.

La aparente ausencia de un umbral de tensiones para los alambres trefilados en el ensayo de NH_4SCN , también puede justificarse tomando en consideración las tensiones residuales inducidas en el proceso de trefilado. En la referencia [12] se sugería que en alambres de acero similares a estos, existía un umbral de tensiones por debajo del cual no se producía la rotura del alambre, que estaba en torno a 650 MPa. Los alambres trefilados considerados en este trabajo tienen unas tensiones residuales de tracción en la superficie del orden de 600 MPa (ver Tabla 2), suficientes para explicar el comportamiento observado.

La dispersión de los resultados en el ensayo FIP podría atribuirse también a las diferencias en los valores de las tensiones residuales en los distintos puntos de la superficie. En las medidas realizadas se han observado diferencias del orden de 150 MPa en distintos puntos de la superficie de una misma probeta.

4.2. Alambres estabilizados

La presencia de tensiones residuales puede explicar también los resultados obtenidos para los alambres estabilizados ensayados en NH_4SCN .

El tiempo medio de rotura medido en los ensayos FIP ($0.8 F_m$) es de 4.2 horas, similar al tiempo de rotura de los alambres trefilados bajo cargas de $0.3 F_m$, como se muestra en la Figura 6a. Nótese la diferencia en la carga a la que está sometido el alambre en ambos casos: 1480 MPa ($0.8 F_m$) para el alambre estabilizado y 580 MPa ($0.3 F_m$) para el trefilado. De nuevo, el perfil de tensiones residuales puede ayudar a explicar este fenómeno.

La Figura 6b muestra los perfiles de tensiones residuales longitudinales en función de la profundidad relativa (r/R) en

alambres trefilados cargados a $0.8 F_m$ (ensayo FIP) y $0.3 F_m$ y en alambres estabilizados cargados a $0.8 F_m$ (ensayo FIP). Como se muestra en la Figura, el daño en la parte superficial de los alambres es similar en los estabilizados cargados a $0.8 F_m$ y en los alambres trefilados cargados a $0.3 F_m$.

Este resultado puede explicar la coincidencia en los tiempos de rotura en los diferentes ensayos. Un razonamiento similar se podría emplear para otros niveles de tensiones (como parece suceder para los alambres estabilizados ensayados a $0.6 F_m$ y los alambres trefilados ensayados a $0.2 F_m$, ver Figura 6a).

Con respecto al posible umbral de tensiones para los alambres estabilizados, del reducido número de resultados experimentales se puede deducir que debería estar en torno a 500 MPa ($0.27 F_m$) (ver Figura 4). Las medidas de tensiones residuales en la superficie de estos alambres y los resultados del cálculo numérico predicen tensiones residuales del orden de 200 MPa (ver Tabla 2). Estos resultados parecen dar un margen de unos 450 MPa para una carga segura del alambre, considerando un umbral de 650 MPa [12]. Esto situaría el umbral en torno a $0.24 F_m$, no lejos del valor estimado.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se ha encontrado una buena correlación entre las tensiones residuales longitudinales (generadas durante el trefilado) y los tiempos de rotura en los ensayos de fragilización por hidrógeno (usando NH_4SCN). Con más precisión, esta investigación ha mostrado que:

- Cuando los alambres tienen altas tensiones residuales de tracción en la superficie muestran tiempos de rotura similares al cargarse por encima de ciertos valores, es decir, aunque se aumente la carga del ensayo, los tiempos de rotura siguen siendo los mismos. Este resultado experi-

mental puede explicarse porque la combinación de las cargas externas y las tensiones residuales superan la tensión de plastificación en las capas más exteriores del alambres; a partir de ese momento, el aumento de la carga exterior o mayores tensiones residuales, difícilmente puede aumentar las tensiones que está soportando la piel del alambre, donde se supone que va a iniciarse la rotura.

- Las diferencias en los tiempos de rotura en alambres perlíticos – con la misma microestructura, calidad superficial y propiedades mecánicas – parecen deberse a las diferencias en los perfiles de tensiones residuales. Los alambres inmediatamente después del proceso de trefilado tienen altas tensiones residuales de tracción en la superficie, por lo que presentan tiempos de rotura menores que los alambres del mismo tipo que han sufrido algún tratamiento posterior de eliminación de tensiones.
- El umbral de tensiones en las curvas tensión-tiempo de rotura, puede explicarse cuando se tiene en cuenta la existencia de unas tensiones residuales longitudinales en el alambre. Los alambres trefilados, con tensiones residuales de tracción en la superficie de aproximadamente 600 MPa, no parecen tener un umbral de tensiones.
- La dispersión en los tiempos de rotura para un mismo tipo de alambres, es un problema bien conocido que genera incertidumbre en la interpretación de los resultados de los ensayos en NH_4SCN [10]. Se conocen diversas fuentes de dispersión, entre ellas la presencia de defectos en la superficie de los alambres. Los resultados de este trabajo revelan que las tensiones residuales también tienen influencia en esta dispersión, especialmente en los niveles bajos de tensiones (ver Fig. 4), donde la importancia de las tensiones residuales es mayor. Nótese que las diferencias en los valores de tensiones residuales superficiales medidas en diferentes puntos de la superficie de una misma probeta, superan los 150 MPa.

Finalmente, un llamada de atención sobre la aplicabilidad del ensayo NH_4SCN . Es un ensayo adecuado cuando el mecanismo de fallo dominante en las condiciones de servicio es la fragilización por hidrógeno, pero es necesario desarrollar otros ensayos que reflejen mejor algunas situaciones que se dan en la práctica, particularmente si se puede producir fisuración por disolución anódica. Los peligros de no tener en cuenta estas situaciones pueden dar lugar a que materiales aceptados como satisfactorios puedan presentar fallos en servicio, o bien que sean rechazados aceros que se habrían comportado satisfactoriamente en servicio. En cualquier caso, el papel de las tensiones residuales en la corrosión bajo tensión de las armaduras activas de pretensado, de acuerdo a los resultados obtenidos en este artículo, es de validez general.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean mostrar su agradecimiento al apoyo del Ministerio de Ciencia y Tecnología y al Ministerio de Fomento. Esta investigación ha sido realizada gracias al proyecto FEDER UNPM 00.33.004 y al proyecto “Durabilidad de armaduras activas en estructuras de hormigón preten-

sado” del Ministerio de Fomento. Los autores también desean mostrar su gratitud a D. L. del Pozo, de EMESA TREFFILERÍA S.A., por su ayuda y sus útiles comentarios.

7. REFERENCIAS

- [1] CUR, “Cases of damage to corrosion of prestressing steel”, Netherlands Committee for Concrete Research, Report nº 49 (1971).
- [2] Phillips, E., “Survey of corrosion of prestressing concrete water-retaining structures”, Australian Water Resources Council, Paper nº 9 (1975).
- [3] Nurnberger, U., “Influence of material and processing on stress corrosion cracking of prestressing steel- case studies”, Technical Report nº 26, prepared by Task Group 9.5 (FIB, 2003).
- [4] Bijl, C., Lamers, L., Wind, G. (Eds.), “Stress Corrosion of Prestressing Steel”, Proceedings 1st FIP Symposium, (Koninklijke Nederlandsche Hoogovens, Holland 1971).
- [5] Blekkenhorst, F., Lamers, L., Wind, G. (Eds.), “Stress Corrosion of Prestressing Steel”, Proceedings 2nd FIP Symposium, (Hoogovens, Ijmuiden, Holland 1973).
- [6] Elices, M., Sánchez-Gálvez, V. (Eds.), “Stress Corrosion of Prestressing Steel”, Proceedings 3rd FIP Symposium, (FIP-Berkeley, Wexham Springs Slough, UK 1981).
- [7] Enos, D.G., Scully, J.R. “A critical-strain criterion for hydrogen embrittlement of cold-drawn, ultrafine pearlitic steel”, *Metallurgical and Materials Transactions A*, 2002, **33**, 1151-1166.
- [8] FIP-78 (Stress Corrosion Test), “Stress corrosion cracking resistance test for prestressing tendons”, Technical Report nº 5, (FIP, Wexham Springs, Slough, UK).
- [9] Parkins, R.N., Elices, M., Sánchez-Gálvez, V. “Some comments on the standardization of test methods for prestressing steel”, in *Stress Corrosion of Prestressing Steel*, (M. Elices and V. Sánchez Gálvez, Eds.). (1981).
- [10] Elices, M., Sánchez-Gálvez, V., Bernstein, I., Parkins, R.N. “Summary of a meeting of stress corrosion cracking and hydrogen embrittlement of steels for prestressing concrete”, in *Hydrogen Problems in Steel*, (C.G. Interrante, G.M. Pressouyre, Eds.), ASM, pp. 304-307 (1982).
- [11] Elices, M., Maeder, G., Sánchez-Gálvez, V., “Effect of surface residual stress on hydrogen embrittlement of prestressing steels”, *British Corrosion Journal*, **18**(2), 1983.
- [12] Sánchez-Gálvez, V., Elices, M. “On hydrogen induced cracking in prestressing steels wires”, in *Life Assessment of Dynamically Loaded Materials and Structures*, (L. Faria, Ed.), Vol. 2, pp. 1003-1014. 1984.

[13] Atienza, J.M., Martínez, M., Mompeán, F.J., García-Hernández, M., Ruiz, J., Elices, M. “Residual stresses in wires: Numerical and experimental approach”, in *ECF 14: Fracture Mechanics beyond 2000*, Vol. 1 (A. Neimitz et al. Eds.), EMAS Publishing, pp. 113-120. 2002.

[14] Atienza, J.M. “Tensiones residuales en alambres de acero trefilados”. Tesis Doctoral (Universidad Politécnica de Madrid), 2001.

[15] Martínez-Pérez, M.L., Monpean, F.J., Ruiz-Hervias, J., Borlado C.R., Atienza, J.M., García-Hernández, M., Elices, M., Gil-Sevillano, J., Ru Lin Peng, Buslaps, T. “Residual stress profiling in the ferrite and cementite phases of cold-drawn

steel rods by synchrotron X-ray and neutron diffraction”. *Acta mater* (2004); 52: 5303-5313.

[16] Van Acker, K., Root, J., van Houtte, P., Aernoudt, E. “Neutron diffraction measurement of the residual stress in the cementite and ferrite phases of cold-drawn steel wires”, *Acta mater.*, 1996, 44, 4039-4049.

[17] Atienza, J.M., Elices, M. “Influencia de las tensiones residuales en el ensayo de tracción de los aceros de pretensado” (en esta misma revista).

[18] ISO/DIS 15630.3, “Steel for the reinforcement and prestressing of concrete. Test methods. Part 3: Prestressing steel”, Section 10.

El Documento 0 de la futura Instrucción EAE de Acero Estructural

Enrique Mirambell Arrizabalaga.
Catedrático de Universidad. Universidad Politécnica de Cataluña.
Ponente General de la Instrucción EAE

Fernando Rodríguez García.
Secretario de la Comisión Permanente de Estructuras de Acero

1. LA NECESIDAD DE UNA NUEVA INSTRUCCIÓN

Cuando aparece un nuevo documento normativo, cabría preguntarse en primer lugar cuáles son las razones que han llevado a ello. En el caso de las estructuras de acero, la respuesta es obvia. Hasta la fecha, el texto de obligado cumplimiento relacionado con las estructuras de acero en la edificación, es la Norma Básica de la Edificación NBE EA-95 “Estructuras de acero en edificación”. Esta norma constituye un compendio, refundido y ordenado, de las antiguas normas básicas de la edificación (NBE-MV’s). Es sabido que la mayoría de las normas básicas que forman parte de este conjunto, datan de los años sesenta y setenta del siglo pasado. En particular, las bien conocidas normas MV 103 -cálculo- y MV 104 -ejecución- se elaboraron en los años 1972 y 1966, respectivamente. El hecho de que hayan transcurrido más de treinta años desde su confección y que no se haya planteado, desde un punto de vista conceptual, una revisión y/o actualización de los contenidos justificaría ya de por sí el desarrollo y confección de un nuevo marco reglamentario para el ámbito de las estructuras de acero.

Por otra parte, es importante destacar que la mayoría de los agentes implicados en el sector del acero estructural y de la construcción siempre han anhelado vivir una situación, desde el punto de vista normativo, similar a la existente en el sector del hormigón. Es en este contexto en el que surge una nueva iniciativa que tendría como objetivo final llegar a un documento normativo que alcanzara el rango de instrucción, que se denominaría Instrucción EAE de Acero Estructural, y que aplicaría tanto a edificación como al proyecto y construcción de obras públicas.

El nuevo proyecto de elaboración de esta Instrucción surge en el ámbito de la Comisión Interministerial Permanente de Estructuras de Acero, creada por Orden del Ministerio de la Presidencia de 26 de abril de 2001, publicada en el BOE núm. 107 de 4 de mayo de 2001. Partiendo del análisis de una realidad en la que, en la práctica general, el proyecto, ejecución y control de estructuras de acero, tanto en la edificación como en obras públicas, se estaba desarrollando sobre reglamentaciones, normas y recomendaciones de diferente origen y alcance, y con diferentes objetivos, es inmediata la deducción de que nos encontramos en un contexto técnico y normativo que no era el más adecuado para un planteamiento moderno y actual del proyecto y ejecución de estructuras de acero, ni era acorde con las capacidades tecnológicas que actualmente cabe exigir al acero estructural. Ello, sumado a las nuevas tendencias en cuanto a normativa y a los trabajos efectuados en Europa, en el seno del programa Eurocódigo, propició la elaboración de un nuevo marco técnico, que justificaba la creación de esta Comisión Interministerial, radicada en el Ministerio de Fomento. Una de sus funciones es la de elaborar y proponer documentos normativos relativos a los procedimientos y criterios para el proyecto, cálculo, ejecución, control y mantenimiento de obras de construcción, en las que esté presente el acero estructural. La Comisión Permanente de Estructuras de Acero creyó entonces oportuno lanzar el proceso de realización de una nueva Instrucción Española para el Acero Estructural. El Documento 0 es el primer resultado del proceso emprendido para la elaboración de dicha Instrucción, el cual se presentó públicamente el pasado 12 de noviembre de 2004 en Madrid, en el Centro de Estudios y Técnicas Aplicadas del CEDEX, en una Jornada que fue organizada por la Secretaría General Técnica del Ministerio de Fomento y por el CEDEX.

A continuación se presentan los principios básicos en los que se basa la Instrucción EAE de Acero Estructural. En primer lugar cabría destacar su carácter innovador, adecuando el marco normativo oficial y el contenido de la Instrucción a la situación actual del sector de la industria y de la construcción en acero. Por otra parte, no se trata de considerar en el articulado los últimos trabajos de investigación, referentes al acero estructural, en los diferentes aspectos que podría contemplar una instrucción de este carácter, sino de contemplar aquello que en la actualidad podría ser considerado como estado del conocimiento ya consolidado. Obviamente, en treinta años de potencial progreso del sector, han aparecido nuevos conceptos, nuevos planteamientos, que sí pueden considerarse de esta manera, y que, por lo tanto, deben tener cabida en esta nueva Instrucción. Asimismo, tal como se apuntaba en párrafos anteriores, la Instrucción tiene una clara vocación generalista e integradora, en el sentido de que será aplicable a las estructuras y elementos de acero estructural de edificios y obras de ingeniería civil.

Otro de los criterios básicos que han inspirado la futura Instrucción EAE de Acero Estructural son los trabajos realizados en el contexto europeo, con motivo del desarrollo del Programa Eurocódigo, y más concretamente, del Eurocódigo 3 “Estructuras de Acero” y Eurocódigo 0 “Bases de proyecto”. Por lo tanto, en ese sentido, la Instrucción EAE tiene una fuerte vocación europea; y ello se pone de manifiesto analizando el contenido de los artículos dedicados a proyecto y comparándolos con los existentes en Eurocódigo 3, en su versión prEN 1993, ya prácticamente EN 1993. Debe puntualizarse aquí que el alcance de ambos documentos es diferente, puesto que la Instrucción presenta un planteamiento más integral, dado que además de los capítulos dedicados a proyecto, contiene también especificaciones relativas a ejecución, control y mantenimiento, planteamiento éste que no es contemplado en la futura norma europea EN 1993.

También se estimó conveniente plantear el nuevo texto reglamentario desde un principio básico de coordinación con la Instrucción de Hormigón Estructural EHE, al objeto de facilitar la elaboración de lo que, en un futuro más o menos próximo, pueda ser un Código Estructural que integre las estructuras de hormigón, de acero y las estructuras mixtas. Para ello, los contenidos de la Instrucción EAE se adecuarán especialmente a aquellos capítulos que fueran a tener un planteamiento muy similar al de la Instrucción EHE, que son los referentes al Título 1º Bases de proyecto. En la confección de este Documento 0 de la Instrucción EAE, siempre se ha intentado, en la medida de lo posible, converger hacia el formato y, en su caso, también hacia el contenido del articulado de la Instrucción EHE. Obrando de esta forma, se dispondrá de dos documentos de carácter y rango muy similares, lo cual facilitará actuaciones paralelas posteriores sobre los mismos, que llevarán a tratamientos y repercusiones también muy similares. Y sobre todo, una actuación de este estilo posibilitará actuaciones sobre el desarrollo de los referidos futuros documentos reglamentarios sobre otro tipo de estructuras, como podrían ser las estructuras mixtas hormigón-acero. Partir de dos documentos con un planteamiento conceptual prácticamente idéntico, un formato paralelo y un contenido similar facilitará enormemente el desarrollo de una futura instrucción de estructuras mixtas. En base a todo ello, también podemos decir que esta Instrucción EAE presenta una clara vocación nacional.

El Documento 0 de la Instrucción EAE pretende ser un documento único, compacto e integrador en el sentido de que en él se están considerando aquellos aspectos más relevantes que pueden ser objeto de una instrucción y que están relacionados con el proyecto, la ejecución, el control y el mantenimiento de las obras de construcción en acero. Quiere ser un documento útil e obligada referencia para todo aquél que tenga relación con la construcción de edificios y obras de ingeniería civil en acero estructural, a imagen y semejanza de lo que ocurre con la Instrucción EHE.

Siempre ha estado en la mente del equipo de ponentes confeccionar un documento que, con las bases de partida que se han presentado en párrafos anteriores, fuera coherente con estas bases y con el desarrollo de un nuevo marco técnico que ha propiciado, entre otras cosas, este cambio normativo. Para la confección y redacción de este Documento 0 se han considerado aquellas normas y códigos que tienen como objetivo preferente de su articulado, de manera genérica, el acero estructural. A este respecto, conviene señalar que siempre han estado presentes en las reuniones de la ponencia y en los propios trabajos de los ponentes los textos hasta ahora conocidos para el proyecto del futuro Código Técnico de la Edificación. En ese sentido, cabe destacar que ambos documentos se inspiran en la misma referencia de la norma europea EN 1993-1 y que se ha puesto especial énfasis en evitar potenciales incoherencias reglamentarias. Además, para aquellos artículos dirigidos especialmente hacia la tipología de puentes, se han considerado las Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras RPM-95. También se ha considerado la norma europea relativa a ejecución de estructuras de acero, tanto en su versión de norma experimental ENV 1090, como en su versión casi definitiva de norma europea EN 1090. Asimismo, se han considerado las normas europeas correspondientes a materiales, de la serie EN 10025, y las pertinentes normas de productos de acero. De manera ya algo más puntual, para el desarrollo de algunos capítulos también se han consultado otros textos normativos (entre otros, la norma suiza SIA y la norma americana LRFD).

Todo ello ha dado lugar a un Documento 0 de la futura Instrucción EAE que recoge avances significativos, tanto desde un punto de vista conceptual como desde un punto de vista formal. Y ello es así tanto para aspectos relacionados con las bases de proyecto y el cálculo de las estructuras de acero como para aspectos relacionados con la ejecución, control y mantenimiento de las mismas. Los cambios sustanciales que presenta este documento con respecto al contenido de la EA-95 no deberían producir ninguna sensación de preocupación o desamparo desde el punto de vista normativo, sino todo lo contrario. Esta Instrucción permitirá, como ya se ha comentado anteriormente, adecuar el marco normativo de nuestro país a la realidad del sector del acero y superar ciertas limitaciones o desajustes existentes; como ejemplo, la definición de los tipos y grados de acero según la EA-95, que no se corresponde en absoluto con la realidad de la producción actual del sector siderúrgico de nuestro país (no se produce acero A42) ni con la designación de los tipos y grados de acero empleados en Europa, y en España, (por ejemplo, la designación del acero S355, que sustituiría a la designación del acero A52) en un mercado en donde la globalización juega, cada vez más, un papel fundamental. Se está en condiciones, por lo tanto, de adoptar estos cambios, a partir de una transición natural desde la EA-95 a esta futura Instrucción EAE, obviamente no sin cierto esfuerzo por parte de todos los agentes implicados en el sector de la construcción en acero. Sin duda alguna, el esfuerzo valdrá la pena.

2. EL CONTENIDO TÉCNICO DEL NUEVO PROYECTO DE INSTRUCCIÓN

El contenido de este Documento 0 se divide en ocho grandes títulos, que siguen a un capítulo de introducción:

Introducción

Título 1º: Bases de proyecto

Título 2º: Análisis estructural

Título 3º: Propiedades tecnológicas de los materiales y durabilidad

Título 4º: Dimensionamiento y comprobación

Título 5º: Uniones y elementos estructurales

Título 6º: Ejecución

Título 7º: Control

Título 8º: Mantenimiento

El documento 0 consta de 23 capítulos y 95 artículos. A continuación se da un repaso breve al contenido de los diferentes títulos de que consta el documento, haciendo especial hincapié en aquello que pudiera considerarse más relevante y novedoso. Cabe aquí llamar la atención sobre el hecho de que este documento no es una actualización de un documento previo similar a éste. En este caso, se está presentando un documento que no tiene referente previo. Por lo tanto, podríamos decir que lo que se presenta aquí es, en general, nuevo respecto a lo que sería el referente normativo previo en nuestro país, que es la EA-95. Los comentarios que se exponen a continuación deben ser muy escuetos, con el objeto de que esta contribución tenga el carácter de reseña.

El Capítulo I de **introducción** presenta el campo de aplicación de la Instrucción EAE, que son las estructuras y elementos de acero estructural en edificios y obras de ingeniería civil. Quedan excluidas explícitamente del campo de aplicación las estructuras realizadas con aceros especiales, tales como los aceros de alto límite elástico (desde S460 hasta S700) y los aceros provenientes de aleaciones especiales como los aceros inoxidable, y las estructuras mixtas hormigón-acero.

El Título 1º sienta las **bases de proyecto**, introduciéndose los conceptos de vida útil y clase de ejecución. Como requisito esencial se establece que una estructura debe ser proyectada, construida y mantenida para que, con una seguridad aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones que la puedan solicitar durante la construcción y el período de vida útil previsto en el proyecto, mantener su funcionalidad y resistir la agresividad del ambiente. Asimismo, la estructura se clasificará según su ejecución, permitiendo establecer los requisitos de ésta y la extensión de la inspección y ensayos, de forma adecuada a la importancia de la estructura, a sus niveles de riesgo y a sus condiciones o características propias de construcción. Este es un requisito esencial que ofrece al documento una enorme coherencia entre aspectos como cálculo, ejecución, control y mantenimiento que, en ocasiones, desde un punto de vista normativo, se tratan de manera bastante estanca. En la Instrucción EAE se adopta de manera inequívoca el método de los estados límite, el cual permite tener en cuenta de manera sencilla el carácter aleatorio de las variables de sollicitación y de respuesta estructural que intervienen en el cálculo. Las bases de cálculo se orientan hacia la definición de los estados límite últimos y de servicio y hacia la durabilidad, definiéndose las clases de exposición ambiental en relación con la corrosión del acero. La consecución de la durabilidad que debe garantizarse durante la vida útil de la estructura tendrá que ver con la definición acertada del tipo de ambiente, con los criterios que mejoren la durabilidad de la misma, con los tratamientos de protección y con las pertinentes actuaciones previstas de inspección y mantenimiento. En cuanto a los temas de acciones, el planteamiento que se sigue es absolutamente paralelo al de la Instrucción EHE; ésta no es una norma de acciones y como tal no se plantea en ningún momento la definición y obtención de las mismas.

El Título 2º se dedica al **análisis estructural**. Se presentan los diferentes métodos de análisis que pueden llevarse a cabo para la determinación de esfuerzos, considerando tanto la no linealidad del material -análisis global elástico, plástico y elastoplástico- como la no linealidad geométrica -análisis en primer y segundo orden-. Asimismo, se incorpora el concepto de clase de sección, que permite, de manera sencilla y racional, adoptar los métodos de análisis estructural y de comprobación seccional más eficientes. También se definen las imperfecciones a considerar en el análisis estructural, tanto a nivel global como a nivel de elemento.

Aquellos aspectos relacionados con las **propiedades tecnológicas de los materiales y su durabilidad** se recogen en el Título 3º. Se presenta una clasificación detallada de los aceros y de sus productos, apuntando a una clara convergencia entre lo recogido en este Documento 0 y lo recogido en las normas europeas. En lo que concierne a la durabilidad, se expone la necesidad de tener que considerar estos aspectos, especialmente en la fase de proyecto. Por otra parte, se establecen ciertas estrategias a seguir, relativas a la selección de la forma estructural, detalles constructivos y medidas especiales de protección.

El Título 4º adopta el formato clásico de **comprobación** de acuerdo con el método de los estados límite y sigue un tratamiento similar al de la Instrucción EHE, dedicando sendos capítulos a la verificación frente a estados límite últimos y estados límite de servicio. También dentro de este título, el Capítulo XI está dedicado íntegramente a la comprobación a fatiga. En el articulado se expone cuándo es necesario efectuar dicha comprobación; en particular, será obligatorio llevarla a cabo en puentes de carretera y de ferrocarril y en los caminos de rodadura de puentes grúa. Se presentan dos métodos para la verificación frente a fatiga -tolerancia al daño y vida segura-. Por último, se ofrece una clasificación pormenorizada de aquellos detalles constructivos en estructuras de acero que son sensibles a la fatiga.

Dentro de este Título 4º quedan también enmarcados dos capítulos dedicados al proyecto de estructuras de acero frente a incendio y frente a sismo. Se estimó conveniente considerar estos temas en el propio articulado y no tratarlos en anejos; y ello fue especialmente así para el incendio. La futura Instrucción EAE no sólo debería actualizar sus prescripciones de acuerdo con los avances de la técnica y con la experiencia acumulada en estos años, sino que también debería establecer nuevos criterios para regular prestaciones no contempladas, o contempladas de manera insuficiente o un tanto arbitraria. Esta era una oportunidad inmejorable para afrontar la problemática del incendio en las estructuras de acero desde el punto de vista normativo, y con carácter de Instrucción.

El Título 5º está dedicado a presentar aquellos aspectos relacionados con el tema de **uniones** –Capítulo XIV– y de elementos estructurales –Capítulo XV–. En lo que respecta a las uniones, éstas se clasifican en función de su resistencia y de su rigidez, dando lugar a las uniones semirrígidas, tratadas por primera vez en España a nivel normativo. El Capítulo XIV presenta de manera muy exhaustiva la metodología a seguir para efectuar la comprobación de todo tipo de uniones; se llama aquí la atención sobre el hecho de que ya han sido consideradas en el articulado las uniones tubulares, de tanta trascendencia hoy en día en la construcción metálica. El Capítulo XV, dedicado a elementos estructurales, permite abordar diferentes tipos estructurales en acero, tanto desde el punto de vista de proyecto como de ejecución; ello da pie a la presentación de elementos estructurales como vigas de alma llena o alma aligerada, soportes compuestos, forjados, entramados, estructuras de celosía y mallas. Cabe hacer mención especial al artículo dedicado exclusivamente a estructuras ligeras, es decir, chapas y perfiles conformados en frío; la abolladura local juega un papel fundamental y determinante en el proyecto de dichos elementos estructurales. En general, el proceso de dimensionamiento de los tipos estructurales considerados en el Capítulo XV de este Título 5º, se sustenta de manera recurrente en los artículos ya presentados en el Título 4º dedicado a dimensionamiento y comprobación.

Las cuestiones relativas a **ejecución** se recogen en el Título 6º. Uno de los aspectos más importantes, ya presentado en el artículo de requisitos esenciales del Capítulo II –Título 1º Bases de proyecto– es la clasificación de las estructuras según su ejecución. Esta clasificación está basada en la norma europea EN 1090. Partiendo de dicha clasificación es factible establecer los requisitos de ejecución y la extensión de los ensayos y de la inspección de acuerdo con la entidad de la estructura, los riesgos de exposición y sus características propias de construcción. Así pues, se consigue una racionalización de la ejecución, el control y el mantenimiento, con la consiguiente repercusión económica. La actualización de los artículos dedicados a ejecución se basa fundamentalmente en la norma europea EN 1090 y, para algunas cuestiones concretas, como en lo referente a planos de taller, en la propia EA-95, es decir, en la antigua MV 104.

Por su parte, el planteamiento que hace el Documento 0 en el Título 7º respecto al **control** es totalmente coherente con las líneas que se han definido a este respecto en el ámbito de la revisión de la Instrucción EHE, que se está abordando paralelamente en el seno de la Comisión Permanente del Hormigón. Se fundamenta en una serie de ideas básicas entre las que cabría destacar un planteamiento moderno en el que, basado en el concepto de riesgo del consumidor, se establece un valor global de éste que debe ser garantizado para proteger al usuario, permitiendo diversas alternativas para conseguirlo. Así, partiendo de la existencia de procedimientos de certificación por terceros que son susceptibles, en determinadas condiciones, de ser objeto de un reconocimiento oficial, se contempla una casuística diversa en función de las garantías que puedan conllevar, en su caso, los controles de producción que son objeto de garantía por los diversos distintivos. Además, conscientes de que un único nivel de reconocimiento cercena la deseable trayectoria de mejora continua que debería estar ligada de forma natural a los distintivos de calidad, se plantea un sistema de reconocimiento oficial por niveles que pretende establecer de forma explícita las ventajas en recepción que tendrán aquellos productos o procesos, en el caso de que los industriales implicados hayan optado por los niveles de mayor exigencia.

Conscientes, además, de la importancia de las tareas desarrolladas en taller en el caso de las estructuras de acero, el proyecto de Instrucción contempla los sistemas de control que deben efectuarse durante esta fase de la ejecución. Por otra parte, se considera la posibilidad de empleo de nuevas tecnologías (Internet, firma electrónica, etc.) en la documentación generada como consecuencia del control. Finalmente, el mantenimiento de la trazabilidad desde el elemento estructural hasta la propia colada es otra de las bases sobre la que se ha articulado la propuesta de control.

Finalmente, el proyecto incluye un título específico relativo al mantenimiento de las estructuras de acero, que surge como una consecuencia inmediata del establecimiento de un valor para la vida útil de la estructura. Así, se especifican una serie de recomendaciones de diseño para facilitar las operaciones de mantenimiento y disminuir la probabilidad de aparición de problemas de durabilidad. Asimismo, se define un plan de inspección y mantenimiento de las estructuras de acero.

3. CÓMO ACCEDER AL CONTENIDO DEL PROYECTO DE LA FUTURA INSTRUCCIÓN EAE

El pasado día 12 de noviembre de 2004 tuvo lugar en las instalaciones del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) la presentación del Documento 0 al que hace referencia esta reseña, repartiéndose en la misma el texto completo del mismo.

Las personas e instituciones que no dispongan del texto, pero que estén interesadas en consultar el proyecto de Instrucción pueden conseguirlo libremente en la página Web de la Comisión Permanente de Estructuras de Acero (CPA), cuya dirección es:

<http://www.mfom.es/cpa>

Asimismo, la Comisión ha establecido un sistema mediante el cual se le pueden hacer llegar cualquier tipo de comentarios, observaciones, aportaciones, propuestas, etc. Para ello, se deberá enviar un mensaje de correo electrónico a la Secretaría de la Comisión, cuya dirección es:

cpa@mfom.es

**GRUPO DE TRABAJO DE LA COMISIÓN PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO,
PARA LA ELABORACIÓN DE LA PONENCIA DE UNA NUEVA INSTRUCCIÓN
DE ACERO ESTRUCTURAL (EAE)**

Ponente general: D. Enrique Mirambell Arrizabalaga

Vocales:

- D. Enrique Alarcón Álvarez
- D. Ramón Álvarez Cabal
- D. Alfredo Arnedo Pena
- D. José Manuel Gállego Estévez
- D. Francisco Millanes Mato
- D. Jesús Ortiz Herrera
- D. Francisco Quintero Moreno (†)*
- D. Fernando Rodríguez García
- D. Edelmiro Rúa Álvarez
- D. José Simón-Talero Muñoz
- D^a. Juliana Villa Cellino

Secretario: D. Juan Francisco Sánchez Hernández

(*) D. FRANCISCO QUINTERO MORENO falleció repentinamente el pasado miércoles 2 de febrero (q.d.e.p.)

Renovación en la Secretaría de ACHE

Conchita Lucas Serrano ha sido nombrada Secretaria General de ACHE en la reunión del Consejo del 13 de diciembre de 2004. La Sra. Lucas Serrano, Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos por la Universidad Politécnica de Madrid, comenzó su carrera profesional en FHECOR Ingenieros Consultores, donde trabajó varios años como proyectista de estructuras, tanto de obra civil como de edificación. A continuación se trasladó a Freyssinet – Tierra Armada, desarrollando su labor en el Departamento Técnico. En Febrero de 2001 entró a formar parte de la Dirección Técnica de ACS, actualmente Dragados, en el Servicio de Estructuras de Obra Civil, donde continúa en la actualidad.



La Sra. Lucas Serrano sustituye en el cargo a Dña. Elvira Sánchez Espinosa, que lo desempeñó durante los dos últimos años y cuya dedicación a la Asociación fue agradecida públicamente por el Consejo, con expresión del reconocimiento a la labor desarrollada.

La Secretaría General de ACHE tiene como funciones más significativas: servir de soporte a los órganos de gobierno y a las Comisiones Técnicas de ACHE, llevar la gestión diaria de la Asociación y materializar y garantizar el servicio al asociado.

Nota de prensa enviada por D. Álvaro García Meseguer

El miembro de ACHE, D. Álvaro García Meseguer nos remite la siguiente Nota de prensa con el ruego de su publicación:

Faustino Merchán Gabaldón condenado por plagiar obras de García Meseguer

El pasado 27 de diciembre de 2004 el juez adjunto del juzgado de lo penal nº 22 de Madrid ha dictado sentencia condenatoria contra Faustino Merchán Gabaldón como autor criminalmente responsable de un delito contra la propiedad intelectual, previsto y penado en el artículo 270 del Código Penal.

Los hechos se remontan a 1992, año en que el acusado publicó en la editorial Dossat la obra “Manual de control de calidad total en la construcción”, en la cual, en sus diversas ediciones de 1992, 1996 y 1997, así como en la obra “Manual para la dirección de obras” publicada en 1999 y reeditada en 2000 en la misma editorial, se reproduce de forma prácticamente idéntica casi todo el contenido de dos monografías de García Meseguer, tituladas “Control de calidad en construcción” y “Garantía de calidad en construcción”, que habían sido publicadas por ANCOP en el año 1989.

En los libros anteriormente mencionados Merchán Gabaldón reproduce también, de forma prácticamente idéntica, buena parte del capítulo titulado “Control de calidad de las obras de hormigón” perteneciente al conocido libro “Hormigón Armado” de Montoya, Meseguer, Morán.

El total de páginas plagiadas según la sentencia alcanza la cifra de 138, sin que se cite la fuente en ninguno de los casos.

Control Estadístico del Hormigón Estructural

Monografía M-7 de ACHE



Comisión 2
Grupo de Trabajo 2/4
Control Estadístico
del Hormigón Estructural

Junio de 2003



Por: Antonio Garrido Hernández
Expresidente de la Comisión 2 "Materiales"

La estadística es una ciencia aplicada que encuentra numerosos obstáculos para que sea asumida por la clase técnica como lo que debe ser: una herramienta fundamental para la Arquitectura y la Ingeniería modernas. Dado su valor estratégico para el desarrollo de cualquier operación de control en los procesos de la industria, en general, y de la construcción, en particular, su dificultad de difusión constituye un grave problema para el progreso de los procesos constructivos y de los métodos de control.

El filósofo Gastón Bachelard en el texto *La formación del espíritu científico*¹ plantea el problema del conocimiento en términos de obstáculos epistemológicos. Es decir, las dificultades para progresar en los conceptos científicos hunden sus raíces profundamente en nuestro ser. Nuestro conocimiento es primariamente organoléptico y la pretensión de extender la capacidad de *ver* más allá de lo evidente dificulta la capacidad de utilizar abstracciones con soltura. La estadística es víctima

de esta necesidad de intuir a toda costa, dado que se ocupa de medir rigurosamente la extensión de nuestra ignorancia. La vida cotidiana está tapizada de certidumbres sin más fundamento que nuestra necesidad de seguridad y no es fácil aceptar que la mayoría de los procesos son *solamente* probables.

La estadística es una ciencia que a menudo utiliza términos que la aproximan a las humanidades. Así, *incertidumbre*, *verosimilitud*, *confianza* o *esperanza* son los nombres de depurados conceptos matemáticos. La razón es que, justamente, cuantifican esos trémulos sentimientos humanos cuando se hace presentes en los procesos materiales o sociales. La estadística les da forma matemática rigurosa sin pretender sustituir en la vida cotidiana nuestros primarios pero entrañables cálculos para rechazar una amistad, aceptar un compañero o esperar que la vida nos sea propicia. Pero probablemente ese desencanto que supone medir lo que considerábamos inmensurable provoque el rechazo inconsciente de esta ciencia en profanos y expertos.

Nuestras mediciones, estimaciones y predicciones llevan asociadas, ineludiblemente, errores con los que debemos convivir. La variabilidad de las materias primas y otros factores productivos de los procesos industriales; la inferencia a través de muestras finitas; las variaciones en los resultados de los métodos de ensayo y de los instrumentos de medida utilizados; la falta de control de las condiciones ambientales a un cierto nivel de exactitud, etc, son la causa de la nebulosa cognitiva que llamamos incertidumbre que acompaña a los valores con los que tenemos que tomar las decisiones. Afrontar con rigor esta incertidumbre, conocer su naturaleza, extraer toda la información válida incluida en datos y resultados y, en definitiva, poner bajo control los procesos que nos importan sólo es posible con un conocimiento sólido de la Estadística, tanto por parte de los responsables de la normalización como de los técnicos que aplican las normas y reglamentos en su trabajo.

El texto redactado por el Grupo de Control Estadístico de la Comisión de Materiales de ACHE enlaza con la tradición que el texto *Resistencia Característica y Control de Calidad* inauguró en el año 1972, texto que dio respaldo científico a la célebre instrucción EH-73. En estos años se han acumulado nuevas cuestiones a las que el texto que ahora se presenta quiere dar res-

¹ La formación del espíritu científico. Gastón Bachelard. Editorial Siglo XXI. 1948

puesta. Finalmente, sin perjuicio de los agradecimientos al resto de los miembros del Grupo quiero dejar testimonio de la aportación humana y científica de su coordinador Juan Carlos López Agüí, cuyo intenso trabajo en la redacción de su tesis doctoral ha permitido que contemos con un texto que, en otras circunstancias, no habría llegado a su cita con la historia de la técnica de nuestro país.

En estos años se ha constatado que muchos de los técnicos que han de aplicar dichos criterios no cuentan con conocimientos estadísticos consolidados que permiten un uso prudente de los criterios reglamentarios, especialmente en las situaciones fronterizas. Es decir, en aquellas circunstancias que precisan del mejor criterio de los técnicos para ser resueltas. En estas situaciones, cuanto mayor y mejor conocimiento científico-técnico tenga el responsable, mejores decisiones tomará para mantener los niveles de seguridad pactados social o contractualmente.

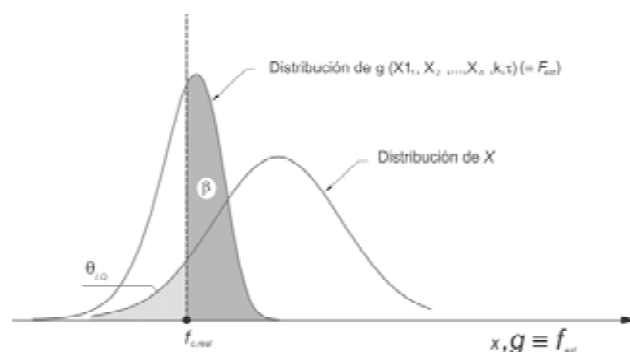
Este modo de ver las cosas se retroalimenta, en una especie de círculo vicioso, con la experiencia cotidiana de construir sin necesidad de utilizar métodos afinados de control, es decir, métodos estadísticos de control crecientemente afinados. O, lo que es igual, sin tener que renunciar a una mentalidad determinista, a la que le basta con la media aritmética para salir del paso. Mentalidad que, incluso, pone trabas a la adquisición de una mentalidad probabilista que cuestiona algunos de los postulados heredados y se mueve con comodidad en el uso de métodos estadísticos que permiten cuantificar la incertidumbre y el riesgo asociado. Esta renuencia de los técnicos de la construcción al empleo cotidiano de la estadística contrasta con la utilización masiva en otras disciplinas, tales como la Economía, la Biología, la Psicología, la Medicina o las Ciencias Ambientales.

Cabe decir que la utilidad del formalismo de la teoría de las probabilidades no se deriva del nivel “insuficiente” de nuestros conocimientos, ni siquiera de la indudable presencia de nuestros “errores”. Su utilidad se deriva del hecho fundamental de que cuando se estudian fenómenos en masa surgen nuevas regularidades *sui generis*, de naturaleza distinta a la del fenómeno que se estudia e independientes de aquél, y cuyo estudio es el objeto de la Estadística.

Por tanto, el empleo de sus herramientas no es el “mal menor” en ausencia de “mejores” métodos de cálculo basado en nuestro conocimiento, opinión muy extendida en la ciencia y la técnica. Es plenamente una forma alternativa de análisis a cuyas leyes se someten, incluso, los resultados considerados en masa derivados de modelos deterministas o de la aplicación de leyes físicas. En muchas ocasiones, los métodos estadísticos son la única opción viable en el estudio de un fenómeno, *aunque sus leyes físicas sean plenamente válidas y conocidas, o aunque existan procedimientos deterministas para ellos*.

El grupo GT 2/4 de la Comisión de Materiales de ACHE se ha ocupado durante dos años de dar respuesta a la necesidad de contar con un texto de referencia en la materia. Los lectores juzgarán si se ha conseguido. Para ello, en esta monografía se analizan distintas herramientas de control estadístico en dos planos simultáneamente: el divulgativo y el científico. De este modo el lector puede pasar de uno a otro en función de su interés en cada momento. Una **introducción** muy especial glosa la parte técnica con un lenguaje “sin fórmulas” pero rigurosa; la **parte A** es, o pretende ser, eminentemente divulgativa, mientras que la **parte B** aspira a plantear con toda la complejidad imprescindible algunos temas clave del control estadístico de cementos y hormigones. La **parte C**, por su parte, se ocupa de la aplicación de los conceptos explicados a algunos códigos significativos tales como la EN-206 o la EHE. Se podría añadir que en la parte A se proporcionan conceptos elementales explicados sin que se interrumpa el discurso técnico. Es un buen fundamento para las otras dos partes en las que se profundizan los mecanismos de gestación y aplicación de los estimadores y se conoce a fondo el procedimiento que utiliza la EHE para el control estadístico del hormigón. Hay que destacar que en la parte B se introduce el factor tiempo para dar unas pinceladas sobre las tendencias del comportamiento sucesivo de una característica, un asunto de sumo interés cuando se habla de control de producción en una factoría. No se puede olvidar el concepto emergente en la construcción del riesgo del consumidor, que se explica cuidadosamente por su importancia en el futuro de nuestra reglamentación.

Finalmente hay que decir que, dada la ausencia de textos cercanos de aplicación de los avances en materia de estadística, ACHE debería ocuparse del tema del mismo modo que lo hace con otras especialidades (como el cálculo). Es decir, combinando textos rigurosos sin más concesiones que las justas (pues ya es un avance que los textos sean aproximados desde el parnaso de la estadística donde ahora están) y textos claramente divulgativos donde el rigor conceptual se despliega en numerosos ejemplos de aplicación.



Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia

Monografía M-8 de ACHE

Por: Antonio Marí Bernat
Cordinador del Grupo de Trabajo



En los últimos años, los avances en la tecnología de los materiales han permitido producir hormigones de altas prestaciones, fundamentalmente resistencia y durabilidad, que tienen enormes ventajas técnicas y económicas. Ello ha hecho que el interés por su utilización haya ido aumentando en nuestro país, tanto en obra pública como en edificación, dando lugar a la necesidad de actualizar la normativa. Por ello, la Comisión Permanente del Hormigón decidió incluir en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE un Anejo (de carácter no preceptivo) sobre este tipo de hormigones, como primer paso para, en una futura actualización de la Instrucción, extender el campo de aplicación del articulado (de carácter preceptivo) hasta 100 Mpa.

Ante esta circunstancia, en el año 2001, ACHE consideró oportuno crear un grupo de trabajo que elaborara unas recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia, que pudiera ser un soporte técnico para la Comisión Permanente del Hormigón de cara a incluir los hormigones de altas prestaciones en la misma.

El proyecto de estructuras de hormigón armado y pretensado requiere el conocimiento no sólo del comportamiento de los materiales, sino también de la interacción entre los mismos y, sobre todo, del comportamiento estructural en situación de servicio y en estado límite último. Por ello, para poder elaborar esta monografía, el Grupo de Trabajo de ACHE ha profundizado en los efectos estructurales del uso de HAR, a través de estudios previos existentes y de trabajos de investigación experimentales y teóricos llevados a cabo en España, a fin de estudiar la validez de los métodos y expresiones utilizados para el cálculo y proyecto de estructuras de hormigón convencional y adoptarlos o modificarlos para el caso de estructuras de HAR.

Así pues, el objetivo fundamental de esta monografía es proporcionar al proyectista información y criterios, con base científico-técnica, para abordar el proyecto de una estructura de hormigón de alta resistencia, con los mínimos cambios posibles respecto al caso de estructuras de hormigón convencional. Para ello, el presente documento se estructura de la siguiente manera:

Capítulo 1. Introducción. Comienza con una breve reseña histórica y una presentación de las características más relevantes del HAR, tanto desde el punto de vista de los materiales y la tecnología, como de aquellos aspectos diferenciales respecto del hormigón convencional que pueden ser importantes de cara al proyecto.

Capítulo 2. Estado del Conocimiento del comportamiento estructural. Se aborda en este capítulo, a partir del estudio de resultados experimentales y teóricos tanto de otros autores como de algunos de los miembros del grupo de trabajo, las características mecánicas y físico-químicas del HAR, tales como la curva tensión-deformación, módulo de deformación y coeficiente de Poisson, resistencia a tracción, fluencia, retracción, comportamiento térmico y resistencia al fuego y durabilidad. En la segunda parte de este capítulo se estudia el comportamiento estructural frente a los estados límite más susceptibles de ser afectados por el uso de HAR (ELU de flexión, pandeo, cortante, punzonamiento, anclaje y ELS de fisuración y deformaciones).

Capítulo 3. Propuesta preliminar de modificaciones a realizar en la Instrucción EHE. En base al estado del conocimiento sobre comportamiento y cálculo de estructuras de HAR, y teniendo en cuenta la propia Instrucción EHE, otras Instruc-

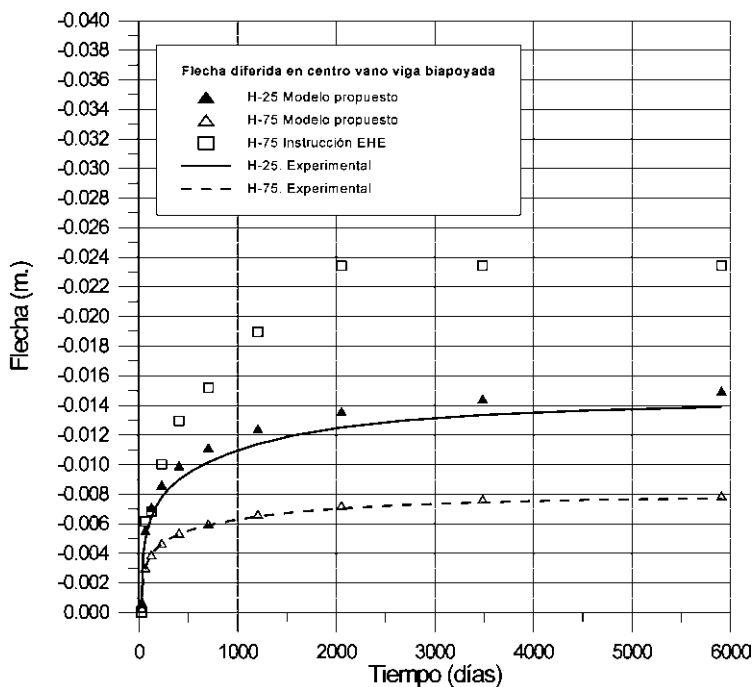
ciones que contemplan el uso del HAR como las normas francesas BAEL y BPEL y el último borrador del Eurocódigo EC-2, se presenta una propuesta de modificación de la vigente Instrucción EHE, analizando la misma apartado por apartado.

Finalmente se incluye el **Anejo “Estudio comparativo del tratamiento del HAR en diversas Normativas Internacionales”** donde, con una estructura parecida a la del capítulo 2, se compara el tratamiento de las siguientes normativas: EHE, Building Code requirements for Structural Concrete ACI 318-02, las normas francesas BAEL y BPEL, la norma inglesa BS 8110 y el borrador final (2002) del Eurocódigo EC-2.

El documento incluye, asimismo, una amplia bibliografía (cerca de 100 referencias) relativa al HAR, que puede ser de utilidad para proyectistas, constructores e investigadores.

El documento ha sido elaborado por el grupo de trabajo 1/2 “Bases de proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia” de la Comisión 1 “Proyecto” de ACHE, constituido por 20 especialistas en diversas áreas de la ingeniería estructural (materiales, proyecto, ejecución, prefabricación, control, investigación y docencia), bajo mi coordinación. También ha colaborado en la etapa final de elaboración del estudio comparativo de las normas, Antonio Mailán, estudiante de 5º curso de Ingeniería de Caminos en Barcelona. Quiero expresar mi agradecimiento a todos ellos por su magnífico trabajo, por sus contribuciones en las discusiones previas y durante los trabajos de redacción de este documento, y a los miembros de la Comisión por su colaboración y apoyo. En especial quiero agradecer el magnífico trabajo realizado por Antoni Cladera Bohigas, tanto en las labores de secretario del grupo como a través de sus aportaciones para la elaboración del documento.

Hubiéramos deseado incluir algunos ejemplos de aplicación práctica de los principios establecidos en este documento, pero razones de plazo aconsejaron no dilatar más la presentación del mismo y dejar la elaboración de los ejemplos para otra ocasión que, afortunadamente, se ha materializado a través de una jornada de ACHE. Los miembros del grupo de trabajo deseamos que este documento sea útil tanto para proyectistas, constructores, investigadores y docentes, como para la Comisión Permanente del Hormigón en su tarea de extender el campo de aplicación de la Instrucción EHE a hormigones de altas prestaciones, poniendo al día el contenido de la Instrucción y respondiendo así a la demanda planteada por el sector de la construcción.



MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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



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



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



ANEFHOP
 Bretón de los Herreros, 43 - bajo
 28003 MADRID



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



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



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

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
 Grijalba, 9
 28006 MADRID



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



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS
 Almagro, 42
 28010 MADRID



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



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



DRAGADOS, S.A.
 Avda. Tenerife, 4-6 - Edificio Agua, 1ª planta
 28700 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (Madrid)



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



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



EPTISA Cinsa Ingeniería y Calidad, S.A.
 Avda. Iparraguirre, 82
 48940 LEOIA (vizcaya)



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



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



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



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



IECA
 José Abascal, 53 - 2º
 28003 MADRID



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
 Serrano Galvache, s/n
 28033 MADRID



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



INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN
 Avda. de Elche, 164
 03008 ALICANTE



INTEINCO
 Serrano, 85-2º dcha.
 28006 MADRID



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



NECSO ENTRECANALES
 Avda. de Europa, 18
 28108 ALCOBENDAS (Madrid)



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



PROYECTO Y OBRAS DE ESTRUCTURAS E INSTALACIONES S.L.
 República Argentina, 22 - 6º B
 36201 VIGÓ (Pontevedra)



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

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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



Colegio Ingenieros Técnicos
Obras Públicas



Col·legi d'Arquitectes
de Catalunya



Gobierno
de La Rioja
Vivienda, Obras Públicas
y Transportes



Fundación
Agustín de Bertancourt



Sociedad de estudios del
territorio e ingeniería S.A.



Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en HORMIGÓN Y ACERO

1. CONDICIONES GENERALES

Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, acoge la publicación de artículo 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 ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A con-

tinuación, se hará constar el 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 cincuenta palabras (doce líneas).

El título del artículo, el nombre del 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 t (1.75 mm de altura) o, excepcionalmente, de cuerpo 6 (1,50 mm de altura).

Los originales de las figuras y 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 éstos están elaborados 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 que 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. Éstos 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 1600 x 1200 pixels).

Para fotografías escaneadas, sólo puede garantizarse una calidad de reproducción mínima con resoluciones iguales o superiores a 1200 ppm. 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 incompreensión. 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 otras 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 I 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
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Ciudad Universitaria
Avda. Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre.....

NIF..... Calle.....

Ciudad..... Código Postal..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax..... E-mail.....

desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de solicita más información sobre la modalidad de Miembro

Estudiante (40 €) Personal (75 €) Colectivo (175 €) Protector (315 €) Patrocinador (630 €)

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.....

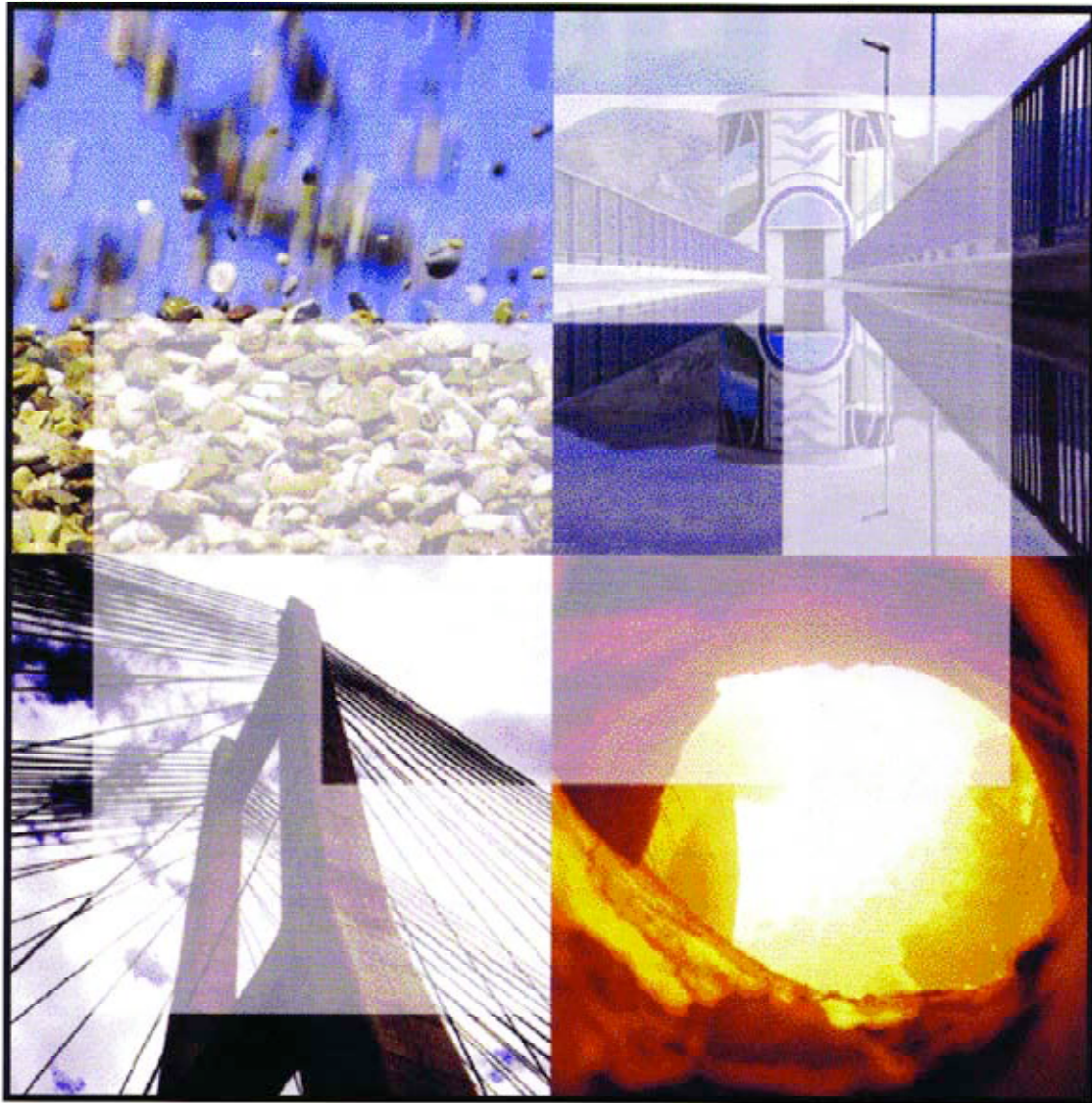
NIF.....

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control.....

Número cuenta.....



Cimentando soluciones



- ✓ *Asistencia técnica a la Administración y usuarios del cemento y el hormigón.*
- ✓ *Investigación.*
- ✓ *Normalización y Certificación.*
- ✓ *Publicaciones técnicas.*



José Abascal, 53, 2º. 28003 MADRID.
Teléf.: 91 442 93 11. Fax: 91 442 72 94.
<http://www.ieca.es>

Delegaciones en:
Madrid, Barcelona, Valencia,
Sevilla, Bilbao, León y Canarias.



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