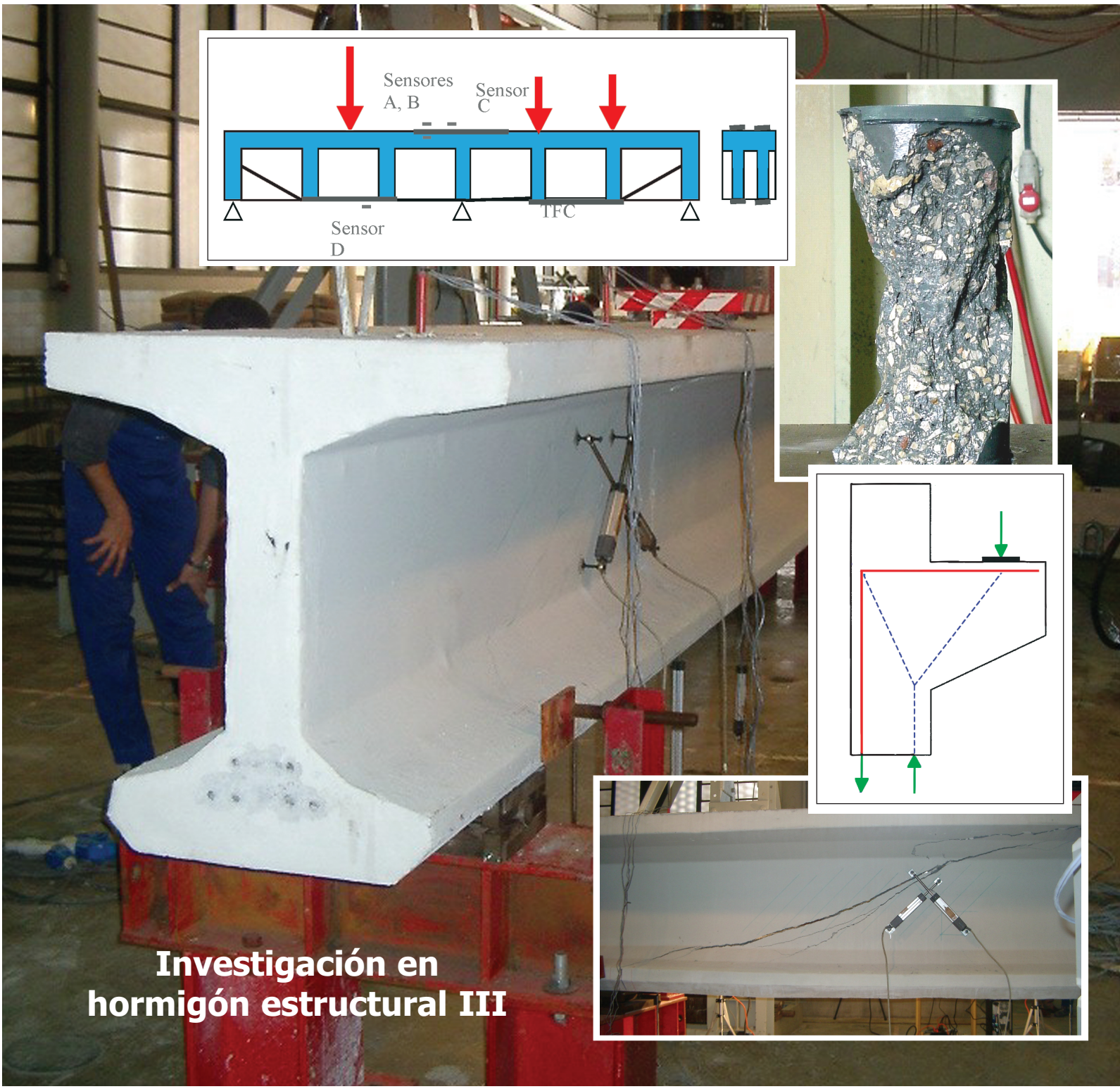
HORMIGÓN y acero

nº 234

Cuarto trimestre de 2004



Investigación en hormigón estructural III

hormigón y acero núm. 234

ache

Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural

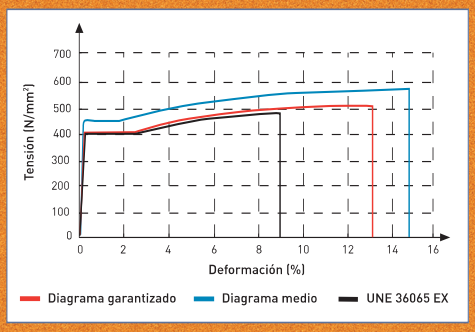
http://www.e-ache.net

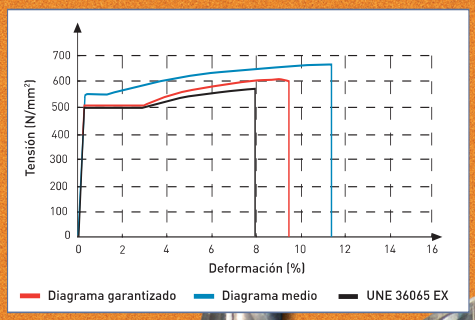
ARCER

Armaduras para Hormigón

MARCANDO LA DIFERENCIA

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 datos de proyecto, tal y como se indica en los comentarios al Artículo 38.2 de la vigente Instrucción de Hormigón Estructural EHE.

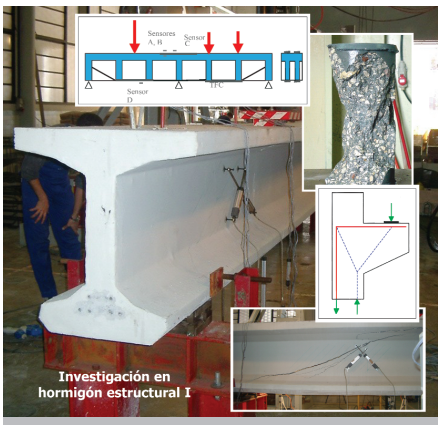
La identificación de estos aceros de **Altas Prestaciones y Calidad** va a ser muy sencilla a partir de ahora, puesto que llevarán grabada la palabra ARCER de forma clara en todas sus calidades y diámetros.

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: buzon@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*

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL



Portada: Collage sobre la investigación en hormigón estructural. (Sobre una idea de J. Vaquero y J. Marí).

EDITAN:

ache

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
ORTEGA BASAGOITI, Luis María

Miembros del comité:
AGUADO DE CEA, Antonio
ARRIETA TORREALBA, José Mª
ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
BARBAT BARBAT, Alex H.
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
FERNÁNDEZ GÓMEZ, Jaime
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MARTÍNEZ CALZÓN, Julio
MILLANES MATO, Francisco
MORÁN CABRÉ, Francisco
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VAQUERO GARCÍA, Julio
VILLAR LUENGO, José Mª de

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

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

Hormigón y Acero:
E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitria
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.

HORMIGÓN y acero

índice 232

MONOGRÁFICO SOBRE LA INVESTIGACIÓN EN HORMIGÓN ESTRUCTURAL EN ESPAÑA I (NÚM. 232)

Desarrollo de nuevos diagramas tensión-deformación para el dimensionamiento en E.L.U. de elementos de hormigón estructural de alta resistencia 7-17
Development of new stress-strain diagrams to the design in U.L.S. of high strength structural concrete
G. Gutiérrez Martín, M. A. Vicente Cabrera, y D.C. González Cabrera

Estudio del comportamiento en flexocompresión de los hormigones de alta resistencia 19-28
Behaviour of high strength concrete under bending and compression
J.J. Arenas de Pablo, G. Gutiérrez Martín, M.A. Vicente Cabrera y D.C. González Cabrera

Cálculo a cortante de vigas de hormigón de alta resistencia 29-50
Shear design of reinforced high-strength concrete beams
A. Cladera Bohígas y A. Marí Bernat

Estudio teórico y experimental de la respuesta a cortante en juntas secas de puentes de dovelas 51-61
Theoretical and experimental study on the shear behaviour of dry joints segmental bridges
G. Ramos, Á.C. Aparicio, J. Turmo, T. Polo, J. Piernagorda y S. Llopart

Estudio analítico y experimental de los efectos de las deformaciones impuestas en las estructuras integrales 63-81
Analytic and experimental study of imposed deformation effects in integral structures
H. Corres Peiretti, J.A. Martín-Caro Álamo, T. Petschke, V. Moreno Padilla y J. Torrico Narváez

Estudio de la problemática estructural de las losas de transición. Interacción terreno losa 83-96
Structural study of the problems affecting the bridge approach slabs. Extension to the soil-slab interaction
J.A. Pacheco Monteagudo, L. Albajar Molera y C. Sagaseta Millán

Refuerzo a flexión de vigas de hormigón armado con materiales compuestos. Estudio de la zona de anclaje 97-112
Flexural strengthening of RC beams using composite materials. End anchorage study
E. Oller Ibars, D. Cobo del Arco y A.R. Marí Bernat

Estudio numérico del comportamiento de los hormigones reforzados con fibras cortas 113-123
Numerical study of the behaviour of concrete reinforced with short fibers
S. Oller, A.H. Barbat y J. Miquel

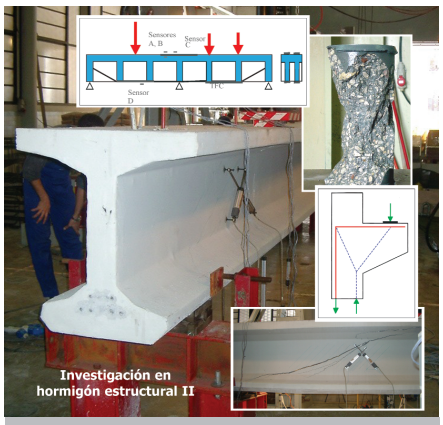
Evaluación probabilista del comportamiento sísmico de edificios porticados de hormigón armado 125-136
Probabilistic assessment of the seismic behaviour of reinforced concrete framed buildings
R. Moreno González, J.M. Bairán García, L. Pujades Beneitt, Á.C. Aparicio Bengoechea y A.H. Barbat Barbat

Evaluación de la seguridad de estructuras de hormigón mediante un sencillo modelo de daño isótropo 137-157
Evaluation of the safety of concrete structures using a simple isotropic damage model
E. Oñate, A. Hanganu y J. M. Canet

Normas de publicación de artículos 159-160

índice 233

Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural



Portada: Collage sobre la investigación en hormigón estructural. (Sobre una idea de J. Vaquero y J. Marí).

EDITAN:

ache

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
ORTEGA BASAGOITI, Luis María

Miembros del comité:
AGUADO DE CEA, Antonio
ARRIETA TORREALBA, José Mª
ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
BARBAT BARBAT, Alex H.
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
FERNÁNDEZ GÓMEZ, Jaime
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MARTÍNEZ CALZÓN, Julio
MILLANES MATO, Francisco
MORÁN CABRÉ, Francisco
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VAQUERO GARCÍA, Julio
VILLAR LUENGO, José Mª de

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

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

Hormigón y Acero:
E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitria
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.

Hormigón y acero

MONOGRÁFICO SOBRE LA INVESTIGACIÓN EN HORMIGÓN ESTRUCTURAL EN ESPAÑA II (NÚM. 233)

Comportamiento en rotura y en servicio de puentes de vigas prefabricadas in situ con continuidad en negativos 7-22
Behaviour in failure and service of bridge decks built with in situ precast beams made continuous over the supports
M. Sánchez Pérez, A. Pérez Caldentey y H. Corres Peiretti

Ensayo en rotura de dos vigas hiperestáticas postesas. Resultados experimentales y teóricos 23-35
Ultimate bearing capacity of two prestressed continuous beams. Experimental and theoretical results
A. Pérez Caldentey, H. Corres Peiretti, M. Sánchez Pérez y J. Torrico Narváez

Estudio experimental sobre la monitorización continua y a largo plazo de estructuras 37-45
Experimental study on the long-term monitoring of structures
J.R. Casas y R. Gettu

Aproximación a las pérdidas de pretensado en viguetas de cemento aluminoso 47-53
Losses approximation of alumina concrete pre-stressed small beams
V. Alegre, T. Antonio, E. Carrasco, J. Terzán

Estudio experimental de leyes momento curvatura en servicio de piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura 55-63
Experimental study on the influence of cover a quantity of reinforcement with different diameters in the moment curvature relationship
J. Ley Urzáiz y J. Calavera Ruiz

Análisis de estructuras de hormigón armado con una deficiente transferencia de tensiones hormigón-acero 65-79
Assessment of reinforced concrete structures with deficiency concrete steel stress transfer
J.P. Gutiérrez, M. Molina, A. Recuero, M.D. García, C. López

Propuesta de estudio experimental de soportes esbeltos de HAR sometidos a esfuerzos de flexión esviada 81-87
Proposal of experimental study of HSC slender columns under axial forces and biaxial bending
J.L. Bonet Senach, P.F. Miguel Sosa, M.A. Fernández Prada, P. Serna Ros, J.R. Martí Vargas, M.L. Romero García y L. Pallarés Rubio

Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento post-fisuración 89-101
Study of the behaviour of steel fiber reinforced concrete in shell structures and its post-cracking behaviour
A. Domingo, P. Serna y C. Lázaro

Análisis de piezas sometidas a cortante con bajas cuantías de armadura longitudinal. Estudio teórico de elementos estructurales con estas características y definición de un programa experimental de investigación 103-118
Analysis of reinforced concrete elements with low reinforcement ratios subject to shear. Theoretical study proposal of an experimental program
A. Pérez Caldentey, P. Padilla Lavaselli y H. Corres Peiretti

Diseño de un ensayo para el estudio experimental del anclaje de armaduras pasivas en nudos C-C-T 119-128
Design of a test for experimental analysis of passive reinforcement anchorage in C-C-T joints
P.F. Miguel Sosa, J.R. Martí Vargas, M.A. Fernández Prada, Mª C. Castro Bugallo, J.L. Bonet Senach, P. Serna Ros y M.L. Romero García

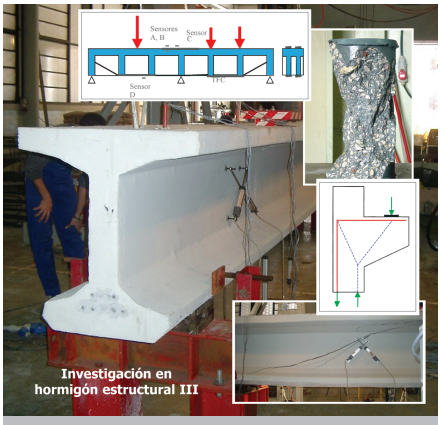
Recientes avances en la caracterización del hormigón reforzado con fibras de acero 129-143
Recent advances in the characterization of steel fiber reinforced concrete
R. Gettu, B.E. Barragán, G. Ramos y F. Capilla

Análisis del comportamiento estructural del hormigón: de la micro a la macro estructura. Aplicación al caso de presas 145-158
Analysis of structural behaviour: from micro - to macrostructure. Application to dams
A. Aguado, L. Agulló, I. Carol, I. Casanova, C. M.ª López

Normas de publicación de artículos 159-160

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

índice 234



Portada: Collage sobre la investigación en hormigón estructural. (Sobre una idea de J. Vaquero y J. Marí).

HORMIGÓN y acero

MONOGRÁFICO SOBRE LA INVESTIGACIÓN EN HORMIGÓN ESTRUCTURAL EN ESPAÑA III (NÚM. 234)

Comportamiento estático y a fatiga de la adherencia entre armaduras no metálicas y hormigones de naturaleza diversa **7-18**
Static and fatigue behaviour of bonding between non metallic rebars and concretes of different nature
J.T. San-José Lombera, J.L. Ramírez Ortiz e I.J. Vegas Ramiro

Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón pretensado **19-30**
Study of the bond and splitting in pretensioned concrete elements
J.C. Gálvez Ruiz, B.S. Tork y J. Planas Rosselló

Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en hormigones de alta resistencia a muy corto plazo **31-38**
A study on prestressed tendons bond to HSC in very short time spans
J.R. Martí Vargas, P. Serna Ros, M.A. Fernández Prada, P. Miguel Sosa y C. Arbeláez Jaramillo

Longitud máxima eficaz de transferencia en refuerzo de pilares por encamisado de hormigón **39-50**
Maximum effective transference length in column strengthening by reinforced concrete
B. Navarrete Francisco y J. Calavera Ruiz

Desarrollo de estrategias de obtención de cemento a partir de los residuos de construcción y demolición **51-61**
Strategies for cement manufacture using construction and demolition waste
J.A. Sánchez de Sancha, C. Urcelay Gordóbil, E. Guede Vázquez

Los requerimientos ambientales en la toma de decisiones sobre estructuras de hormigón **63-73**
The environmental requirements in the decision making process on concrete structures
A. Aguado, A. Josa, G. Ormazábal, B. Estévez y A. Cardim

Estudio experimental de las propiedades mecánicas y químicas de vigas de hormigón armado sometidas a diferentes ataques químicos **75-88**
Experimental study of mechanicals and chemical properties of reinforced concrete beams under different chemical attacks
M. Cordero, A.C. Aparicio y E. Vázquez

Estabilidad colorimétrica e influencia de la adición de pigmentos inorgánicos en hormigones sometidos a distintos estados de exposición ambiental **89-95**
Colorimetrical stability and influence of the addition of inorganic pigments in concretes under different weathering conditions
F. Carvalho y J. Calavera

Diagramas característicos tensión-deformación de los aceros soldables con características especiales de ductilidad con marca Arcer **97-107**
Characteristic stress-strain curves of Arcer mark special ductility weldable steel
J.M. Gálligo Estévez y N. Ruano Paniagua

Uso económico de composites de polímeros avanzados con hormigón en estructuras (Proyecto I+D: BRITE Compcon) **109-119**
The economic use of advanced polymer composites with concrete in structures (COMPCON R&D BRITE project)
F. Hue García

Comportamiento mecánico de estructuras de fábrica de ladrillo **121-134**
Mechanical behaviour of the structural brickwork masonry
J.C. Gálvez, E. Reyes Pozo y M.J. Casati Calzada

Normas de publicación de artículos **135-136**

EDITAN:

ache

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
ORTEGA BASAGOITI, Luis María

Miembros del comité:
AGUADO DE CEA, Antonio
ARRIETA TORREALBA, José Mª
ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
BARBAT BARBAT, Alex H.
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
FERNÁNDEZ GÓMEZ, Jaime
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MARTÍNEZ CALZÓN, Julio
MILLANES MATO, Francisco
MORÁN CABRÉ, Francisco
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VAQUERO GARCÍA, Julio
VILLAR LUENGO, José Mª de

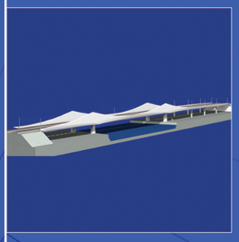
La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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

Hormigón y Acero:
E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitria
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.

FHECOR

Ingenieros Consultores



Puente Marina de Badalona





Nueva Terminal del Aeropuerto de Barajas



Cubierta del Centro Integrado de Vista Alegre

www.fhecor.es



Puente sobre el Río Sil en Ponferrada



Puente de La Toja

Madrid | teléfono 91.701 44 60 |
telefax 91.532 78 64 | fhecor@fhecor.es

Entender, proyectar, construir,
observar, aprender, volver a empezar.
Un camino fascinante.

Monográfico sobre la investigación en hormigón estructural en España



El presente número (234) de la Revista Hormigón y Acero, así como los dos anteriores (232 y 233) constituyen un monográfico dedicado a aspectos de investigación en Hormigón Estructural llevados a cabo en España recientemente.

El origen de estos números monográficos se remonta a finales de 2002, cuando el nuevo Consejo de ACHE surgido de la Asamblea de Madrid se planteó la idea de editar algunos números monográficos y, entre ellos, uno dedicado a la investigación, dado el creciente número de proyectos de investigación que, en los últimos años, se han desarrollado, financiados bien por el Plan Nacional de I+D+I, bien por las Comunidades Autónomas, Universidades o Empresas.

Con el encargo expreso del Consejo de ACHE de coordinar este número y tras la aprobación del Comité de Redacción de la revista, inicié contacto con numerosos investigadores y profesionales de la ingeniería estructural, invitándoles a participar en este número monográfico a través de artículos que plasmasen la investigación realizada en los últimos años en este campo. La respuesta fue magnífica, ya que se propusieron inicialmente 45 artículos, de los cuales finalmente 33 han llegado a quedar plasmados por escrito. Esta extraordinaria respuesta se ha traducido en la imposibilidad física de agruparlos en un solo número de la revista, dando lugar así a un monográfico que ocupará no uno, sino tres números de Hormigón y Acero. Por razones de urgencia, en el momento de plantear la metodología de trabajo se consideró, con la aceptación del Comité de Redacción, que el proceso de revisión de los artículos finalmente presentados se llevase a cabo por parte de un solo revisor, con la colaboración, en caso necesario, del coordinador del número monográfico. En este caso, los revisores han sido conocidos expertos en los temas del hormigón estructural, algunos de ellos del propio Comité de Redacción de la Revista y otros no.

Dado el carácter monográfico de este número, no se incluye el habitual artículo central dedicado a una realización específica que ha venido siendo norma en la revista. Esto se traduce además, a efectos prácticos, en la ausencia de las páginas editadas en color que, asociadas a dicho artículo central, se venían asomando a Hormigón y Acero desde la puesta en marcha de esa costumbre, en 1999. Por ello, se ha adoptado la decisión de publicar este triple monográfico a dos tintas, con objeto de hacer más atractiva su presentación, que no su lectura, ya sobrada de interés por el contenido de los artículos.

Además, estos tres números tienen otra característica no habitual en su presentación, decidida para subrayar su carácter monográfico, al incluir en todos los números el índice completo correspondiente a los tres. En cada uno de ellos, se ha resaltado el texto del índice que corresponde a ese número mediante el empleo del color negro habitual, mientras el de los otros números aparece atenuado en gris. Por decisión del Consejo de ACHE, también se ha optado por distribuir los tres números simultáneamente.

Sin pretender cubrir toda la investigación que se viene realizando en España en Hormigón Estructural en los últimos años, sí podemos constatar con gran satisfacción el gran número y la calidad de los artículos publicados, los cuales abordan temáticas muy diversas y constituyen una muestra significativa de la actividad investigadora realizada en Universidades, Centros de Investigación y Empresas.

La distribución de los artículos entre los tres números de la revista que constituyen el monográfico, se ha realizado tratando de lograr una cierta homogeneidad tanto de temática como de tamaño de cada número. En los números 232 y 233 se incluyen los artículos de carácter esencialmente teórico, que tratan de simular el comportamiento estructural mediante modelos conceptuales o numéricos, incluyendo, en su

caso, el contraste experimental de los resultados teóricos. En el número 234 se agrupan los trabajos de carácter fundamentalmente experimental y aquellos que se refieren a materiales, durabilidad u otros.

El presente número consta de 11 artículos, muchos de ellos de carácter experimental, que abordan temáticas muy diversas. Cuatro de ellos tratan de fenómenos como adherencia o fatiga, bien entre hormigón y armaduras pasivas o activas, bien entre hormigón y refuerzo; otros cuatro tienen relación con la sostenibilidad o la durabilidad, (estrategias de obtención de cemento a partir de residuos de la construcción, requerimientos ambientales en la toma de decisiones sobre estructuras de hormigón, evolución de las propiedades mecánicas y químicas de vigas sometidas a ataques químicos, influencia de la adición de pigmentos en la durabilidad bajo diversos ambientes), y tres de ellos tratan de materiales concretos, bien relacionados con sus propiedades (diagramas tensión-deformación característicos de los aceros españoles de alta ductilidad) o con su uso y comportamiento estructural (proyecto BRITE-COMPCOM sobre el uso de materiales compuestos junto al hormigón y comportamiento mecánico de estructuras de fábrica de ladrillo). En este último caso, si bien no se trata de una investigación sobre hormigón estructural, se aborda un tema de interés para todos aquellos relacionados con el estudio del comportamiento mecánico de estructuras existentes de este tipo de fábrica, tema que afecta cada vez a más técnicos dado el importante patrimonio a conservar (desde puentes a iglesias o catedrales) con el que contamos en España.

Deseo expresar mi agradecimiento a todos cuantos han colaborado a que este triple monográfico de Hormigón y Acero haya visto la luz. En primer lugar a los autores, por el esfuerzo realizado y por la calidad de los artículos enviados y a los revisores, quienes han hecho un trabajo riguroso y puntual, contribuyendo con sus sugerencias a mejorar la calidad de los artículos; al Comité de Redacción y en especial y a su Director y amigo, Luis Ortega Basagoiti, por su concienzudo trabajo en el establecimiento de criterios, en el impulso de la revista y en el trabajo concreto de elaboración de estos números; al Consejo de ACHE, que depositó su confianza en mí para llevar adelante este proyecto, lo que considero un gran honor, y como no, a mi secretaria Silvia Borges y a Beatriz Gutiérrez, secretaria de ACHE, quienes tanto han ayudado en la gestión de la información y en facilitar la relación entre autores, coordinador y Comité de Redacción. A todos ellos muchas gracias.

ANTONIO R. MARÍ BERNAT
Coordinador del Monográfico sobre
Investigación en hormigón estructural

Comportamiento estático y a fatiga de la adherencia entre armaduras no metálicas y hormigones de naturaleza diversa

Static and fatigue behaviour of bonding between non metallic rebars and concretes of different nature

♦

J. Tomás San-José Lombera
Profesor Asociado Dr. Ingeniero Industriall

♦

José Luis Ramírez Ortiz
Profesor Dr. Ingeniero Industrial. Consultor LABEIN

♦

Iñigo Javier Vegas Ramiro
Ingeniero Industrial

LABEIN Centro Tecnológico, Bilbao

RESUMEN

Los mecanismos de adherencia de las armaduras son los fenómenos en que se basa la respuesta estructural de cualquier tipo de hormigón armado. El presente articulo examina el comportamiento de la adherencia entre hormigones y armaduras de distinta naturaleza sometidos a ensayos estáticos y dinámicos. Los resultados dan una estimación de la capacidad de adherencia estática y dinámica para diferentes tipos de hormigón y armaduras. Los resultados del estudio de fatiga también muestran una gran sensibilidad a los procedimientos de ensayo así como a los métodos de fabricación de las probetas.

SUMMARY

The bond mechanism of rebars to concrete are the phenomena on which the structural behaviour of any kind of reinforced concrete is based. This paper examines the bond behaviour between concretes and reinforcements of different nature subject to both monotonic and cyclic loading. The results give an estimate of the static and dynamic bond capacity for the different types of concrete and rebars. The fatigue results also show a great sensitiveness to the testing procedure as well as the fabrication of the specimens.

1. INTRODUCCIÓN

Bajo el epígrafe "*Hormigón de alta durabilidad armado con varillas especiales no metálicas (Plasticrete)",* Labein ha liderado técnicamente el contrato Europeo BRPR-CT98-0708 (1998-2002) perteneciente al BRITE-EURAM en su IV Programa Marco y cofinanciado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología a través del contrato MAT98-1734-CE (1999-2001).

La motivación fundamental de este proyecto (en adelante Plasticrete) puede concretarse en diseñar hormigones prefabricados de base polimérica que, caracterizados por su alta durabilidad, tengan un doble propósito: estructural, orientado hacia elementos losa de pasos a nivel ferroviarios, y arquitectónico, enfocado hacia elementos de revestimientos de fachadas.

Para llevar a cabo este estudio, Labein lideró la preparación de dicha propuesta y constituyó el consorcio Europeo conformado por los siguientes 9 socios: MAPREL (Portugal, prefabricador de elementos de hormigón ordinario), CTG-Italcementi (Italia, productor de cemento), GMUNDNER (Austria, prefabricador de hormigón polimérico), ULMA (España, prefabricador de hormigón polimérico), CARLBRO (Dinamarca, ingeniería), TREND2000 (Gran Bretaña, productor de varillas no metálicas de GFRP), Universidad de Munich (TUM, Departamento de construcción y obra civil), INEGI (Portugal, Centro tecnológico anexo a la Universidad de Oporto) y LABEIN (España, Departamento de Construcción y Medio Ambiente).

Las razones por las cuales se ha constituido el anterior consorcio en torno a la idea de Plasticrete se indican a continuación:

1. Las empresas del prefabricado de hormigón polimérico implicadas (ULMA Y GMUNDNER) tenían la necesidad de abundar más en el conocimiento de este material a través del estudio de su durabilidad y propiedades mecánicas. Todo ello, culminado con una mayor comprensión de los comportamientos estructurales del hormigón polimérico armado con varilla de acero y no metálica (pultruído de fibra de vidrio, GFRP).

2. El fabricante de varillas no metálicas (TREND2000), tenía un interés especial en evaluar la viabilidad de la utilización de estas varillas como armado pasivo del hormigón polimérico prefabricado. Esa viabilidad se concretaba en diseñar las superficies adherentes necesarias para alcanzar el anclaje óptimo.

3. Las empresas relacionadas con el campo del hormigón de cemento (MAPREL y CTG-ITALCEMENTI), en su papel de prefabricación y venta de cemento, respectivamente, tenían una motivación especial en evaluar las posibilidades de diversificar su mercado (Portugués y Europeo, respectivamente), hacia otro tipo de hormigones que pueden llegar a ser competidores en algunos nichos de mercado compartidos.

4. La empresa relacionada con la venta de los servicios de ingeniería (CARLBRO), fue atraída ante esta gran oportunidad para introducirse en el conocimiento del cálculo y comportamiento de unos hormigones de altas prestaciones, adecuados para su zona de influencia (países nórdicos) con alta agresividad climática.

5. Los socios relacionados con el I+D (TUM, INEGI y LABEIN) llevan decenios trabajando en el campo de la innovación de los materiales de construcción. Por lo tanto, este proyecto les supuso, desde sus inicios, la toma de contacto con una nueva tecnología del prefabricado, de amplio interés en las empresas de sus entornos respectivos.

Antes de presentar la metodología de trabajo que se ha seguido en el proyecto, conviene definir los materiales que son su hilo conductor. El hormigón polimérico es un sistema trifásico compuesto por una fase orgánica (resina termoestable, poliester en el caso del presente proyecto), una fase inorgánica (áridos naturales) y por la porosidad proporcionada por el proceso de fabricación.

Este es un material de alta durabilidad frente a agentes agresivos originados por condicionantes climáticas (humedad, temperaturas bajas, salinidad, etc.) o por consecuencia de la actividad humana (plantas y procesos industriales, contaminación, etc.). Se trata de un hormigón con unos valores mínimos de resistencia en torno a los 90MPa y 25 MPa en compresión pura y flexotracción, respectivamente. Finalmente, señalar que su adherencia a cualquier tipo de refuerzo es superior al hormigón de cemento, tomado en el presente estudio como patrón de comparación.

Por otro lado, dentro del ámbito de las armaduras de hormigón, el mismo concepto de perfil pultruído viene utilizándose como armadura activa embebida en su masa, en los últimos 10 años. La problemática de este tipo de armaduras estriba en definir de manera adecuada las condiciones de rugosidad que permitan una adecuada transmisión de esfuerzos a la masa de hormigón. Es decir, la clave de este funcionamiento será controlar el binomio: comportamiento frágil del FRP vs. anclaje en la masa de hormigón.

A diferencia de materiales como el acero, las varillas de FRP (con fibra de vidrio, generalmente), no admiten su doblado posterior, factor este importante de cara a establecer la resolución de anclajes y las conexiones entre las diferentes armaduras. Estos aspectos se solucionan a través de elementos de conexión, o por combinación con elementos metálicos (incluso con otras armaduras de acero al carbono). En paralelo, otro aspecto clave de estos materiales compuestos, en comparación con las armaduras metálicas, es su forma típica de rotura frágil debido a su total ausencia de plastificación y presentando un comportamiento lineal en su relación carga - deformación en tracción pura.

En el Centro Tecnológico LABEIN se lleva estudiando, desde los 90, la incidencia de la adherencia de este tipo de armaduras con distintos tipos de hormigón. Este es un aspecto todavía a mejorar, pero una buena adherencia FRP-hormigón se manifiesta en la presencia de un residuo de hormigón en la propia varilla, una vez que ésta haya sido extraída de la misma (ensayo de pull-out).

La adherencia básica proporcionada por las varillas de GFRP (superficie adherente enarenada) frente a las tradicionales corrugadas de acero, puede estimarse entre 2 y 3 veces menor. Este es un factor clave de diseño que obligará al calculista a modificar las longitudes de anclaje según diámetros de las armaduras.

Una vez indicados los aspectos claves de los materiales objeto de investigación, se presenta la metodología seguida en el trabajo desarrollado a lo largo de los años 1998-2002. El proceso de estudio del proyecto global se ha ceñido a la ejecución de las siguientes tareas:

1. Estudio del estado del arte sobre requerimientos de los elementos prefabricados objeto de estudio, desde el punto de vista estructural y del material.
2. Caracterización de las armaduras no metálicas y del hormigón polimérico, analizando por separado sus principales prestaciones mecánicas y de durabilidad.
3. Estudios de durabilidad a través de envejecimiento natural y acelerado en laboratorio, combinando agresiones mecánicas y medioambientales sobre elementos estructurales testigo.
4. Establecimiento de unas guías de diseño en flexión para la combinación de hormigón polimérico y varillas no metálicas.
5. Evaluación técnico-económica de esta solución de prefabricado de altas prestaciones, frente al tradicional.

Tanto el estudio de las guías de diseño de este hormigón armado como la evaluación de las propiedades mecánicas

básicas, se ha realizado tomando como referente el hormigón armado con armadura metálica. En general se han considerado las combinaciones de hormigón de cemento y polimérico con armaduras de acero y de FRP.

2. OBJETIVO

El propósito del presente estudio es analizar la capacidad adherente del hormigón polimérico armado con varillas de GFRP (polímero reforzado con fibra de vidrio) y compararlo con otros tipos de hormigones armados. Los ensayos descritos en las secciones siguientes se relacionan con las armaduras de acero y GFRP embebidas en hormigón ordinario de cemento (CC) y hormigón polimérico (PC) sometidas a ensayos estáticos y dinámicos [1]. Esta investigación es parte del proyecto PLASTICRETE BRPR-CT98 [2] más arriba presentado.

3. ENSAYO DE ADHERENCIA ESTÁTICO

3.1. Materiales

Hormigón

Los tipos de hormigón utilizados en la fabricación de las probetas han sido: hormigón ordinario de cemento CC (tabla 1) utilizado como patrón de comparación para el hormigón polimérico [3], hormigón polimérico (PC) de resina isoftálica poliester y de resina poliester ortoftálica [4], ver tabla 2 y 3.

Tabla 1. Dosificación del hormigón de cemento CC.

Componente	Contenido (%)
Tipo cemento	CEM IIA-l 42,5 R
Contenido cemento	400 kg/m^3
Contenido de áridos	1.850 kg/m^3
Tamaño máximo áridos	10 mm
Áridos finos	0-4 mm
Áridos gruesos	4-10 mm
Relación A/C	0,41
Tipo aditivo	Naftaleno Sulfonado
Contenido cemento	1,7 % peso en cemento

La tabla 4 presenta las propiedades mecánicas de los hormigones utilizados en el desarrollo del presente estudio.

Tabla 2. Dosificación del hormigón PC ísoftálico.

Componente	Contenido (%)
Contenido resina	12 (peso áridos)
Catalizador peróxido	2 (peso resina)
Acelerante (octoato de cobalto)	6 (peso resina)
Colorante de TiO_2	2,5 (peso áridos)
Carbonato cálcico (0,05-0,2 mm)	25
Arena de cuarzo (0,2-0,5 mm)	58
Arena de cuarzo (0,5 - 5 mm)	17

Tabla 3. Dosificación del hormigón PC ortoftálico.

Componente	Contenido (%)
Contenido resina	12,3
Arena fina de cuarzo	24,7
Grava de cuarzo	49,3
Polvo de cuarzo	6,7
Talco	7

Tabla 4. Propiedades de los hormigones CC y PC analizados.

Propiedad	Tipo hormigón		
	CC	PC isoftálico 12% resina	PC ortoftálico 12% resina
Res. compresión (MPa)	49	86	97
Módulo de Young (MPa)	46.362	24.863	30.492
Res. Flexión (MPa)	6	19	26

Armaduras

Durante la presente investigación del proyecto Plasticrete se han utilizado tres tipos de armaduras. Como refuerzo metálico las varillas de acero ordinario y como refuerzo no metálico dos tipo de varillas de GFRP. Los dos tipos de varillas de GFRP han sido de sección cuadrada enarenadas en su superficie y de sección circular y lisas, respectivamente. La tabla 5 presenta las propiedades mecánicas de dichas armaduras.

Tabla 5. Propiedades de las armaduras metálicas y de GFRP.

Propiedad	Tipo de barra		
	Acero	GFRP enarenada cuadrada	GFRP Lisa redonda
Resistencia tracción (MPa)	550	1.100	1.000
Módulo Young tracción (GPa)	200	45	45
Deformación máxima (%)	22.0	2.5	2.5

3.2. Descripción de las probetas

La geometría de las probetas fabricadas para el ensayo de arrancamiento estático (del inglés "pull-out"), está conformada por bloques cúbicos de 150 mm de lado con una varilla embebida, que lo atraviesa por su centro, de 500 mm de longitud, estando en contacto directo con el PC un tramo central que caracterizará las resistencia adherente del conjunto varilla-hormigón analizado. Esta longitud adherente se sitúa en el centro de la altura del cubo y aislada de las otras dos porciones de varilla embebida que no deben trabajar.

La longitud adherente se ha establecido en múltiplos del lado o diámetro, establecido en 8 mm, de las armaduras a ensayar. A partir de anteriores experiencias, y al objeto de no provocar la rotura por tracción antes que el agotamiento a adherencia, se ha adoptado una longitud adherente en el PC de 24 mm y de 48 mm en el CC, de acuerdo con los criterios presentados en la tabla 6 siguiente, en referencia al ensayo de arrancamiento (pull-out en inglés).

Tabla 6. Longitud adherente en probetas ensayo arrancamiento.

Tipo	Longitud de adherencia (1)			
	Acero	GFRP enarenada cuadrada		GFRP lisa redonda
		Tipo 1	Tipo 2	
Polimérico	3·ø	3·l	3·l	3·ø
Cemento	6·ø	6·l	6·l	6·ø

(1) Ø = Diámetro de la varilla redonda;
l = lado de la varilla cuadrada

El tipo 1 de varilla indicado en la tabla anterior hace referencia a una armadura estandarizada formulada para su uso con el hormigón de cemento (resistencia a los álcalis) y la tipo 2 se corresponde a otra de más bajo costo (en torno al 15% menor) que tienen modificada su textura superficial para obtener la compatibilidad adherente con el hormigón polimérico.

3.3. Procedimiento de ensayo

El ensayo de arrancamiento (pull-out) para el estudio de la adherencia entre hormigón y varilla se ha llevado a cabo teniendo en consideración el código ACI [5]. La probeta se ha colocado en una prensa RIEHLE, tal y como se observa en la figura 1.

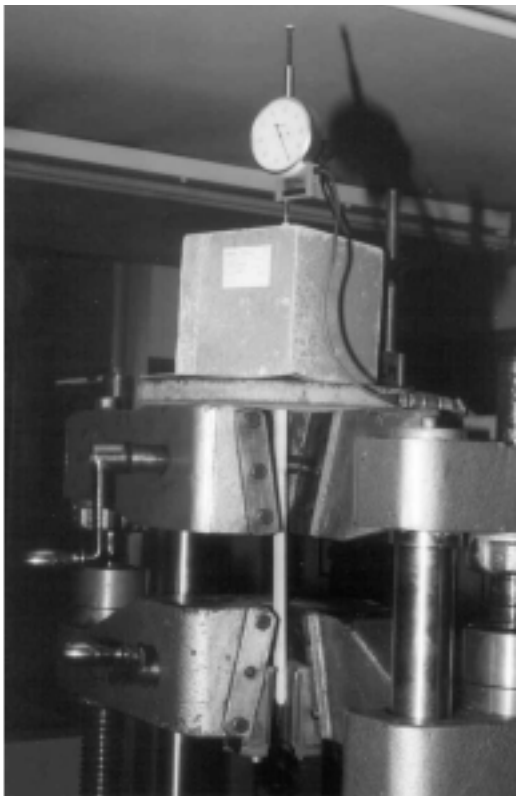


Fig. 1. Disposición del ensayo de arrancamiento.

La fuerza de extracción sobre la varilla embebida se aplica a una velocidad inferior a 22 KN/min, a través de mordaza inferior ilustrada en la figura anterior. Un reloj comparador de lectura continua, situado en el extremo libre superior, mide los deslizamientos relativos de la varilla con respecto al bloque de hormigón opuesto al de la mordaza.

3.4. Adquisición de datos y presentación

Para deslizamientos de 0,01 mm, 0,1 mm y 1 mm se almacenan las cargas respectivas. La tensión de adherencia para cada medida se calcula de acuerdo con la ecuación (1) para sección redondas y la (2) para secciones cuadradas:

$$\tau_i = \frac{F_i}{L \cdot \pi \cdot \phi} \qquad (1)$$

$$\tau_i = \frac{F_i}{L \cdot 4 \cdot l} \qquad (2)$$

Donde τ_i es la tensión de adherencia en MPa correspondiente a "i" mm de deslizamiento; F_i es la carga en N correspondiente a "i" mm de deslizamiento; ø es el diámetro de la varilla redonda expresado en mm; l es el lado de la varilla de sección cuadrada; L es la porción de longitud embebida que trabaja a adherencia, expresada en mm.

$$\tau_b = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_1}{3} \qquad (3)$$

Este modo de calcular la resistencia de adherencia proporcionará un valor más seguro que considerar como valor de referencia la carga máxima de arrancamiento.

3.5. Resultados del ensayo

Los resultados del ensayo de arrancamiento, así como sus modos de fallo, se presentan en las tablas 7 a 10.

Tabla 7. Adherencia como Resistencia al arrancamiento.

Tipo hormigón	Tensión de adherencia (MPa)			
	Acero	GFRP enarenada cuadrada		GFRP lisa redonda
		Tipo 1	Tipo 2	
PC Ortoftálico	24,4	14,0	14,0	14,9
PC Isoftálico	30,4	18,0	19,1	3,6
CC	12,5	9,7	9,9	0,8

Tabla 8. Resultados del ensayo de arrancamiento sobre el hormigón polimérico ortoftálico.

Tipo varilla	Probeta	Tensiòn adherente según deslizamientos (MPa)			Adherencia media (MPa)		Modo de fallo
		0,01 mm	0,1 mm	1 mm	Parcial	Total	
Acero	G01	12,2	20,5	38,7	23,8	24,4	Adherencia varilla hormigón
	G02	14,9	22,2	37,5	24,9		
	G03	9,6	17,8	32,0	19,8		
	G04	17,1	24,1	42,3	27,8		
	G05	13,7	23,6	39,1	25,5		
GFRP enarenada cuadrada tipo I	GI1	5,8	17,6	-	11,7	14,0	Deslizamiento a 0,38 mm
	GI2	9,0	15,9	19,0	14,6		Adherencia varilla hormigón
	GI3	7,8	14,6	19,8	14,1		
	GI4	10,4	16,2	19,6	15,4		
GFRP enarenada cuadrada tipo 2	GII1	5,4	15,1	19,9	13,5	14,0	Adherencia varilla hormigón
	GII2	9,1	18,3	22,0	16,5		
	GII3	8,1	13,4	17,2	12,9		
	GII4	7,4	16,0	21,1	14,8		
	GII5	7,3	17,3	-	12,3		Deslizamiento a 0,36 mm
GFRP lisa redonda	GIII1	Fisuración de la varilla				14,9	Tracción del hormigón
	GIII2	7,8	-	-	7,8		Deslizamiento a 0,05 mm
	GIII3	20,2	-	-	20,2		Deslizamiento a 0,08 mm
	GIII4	19,1	-	-	19,1		Deslizamiento a 0,01 mm
	GIII5	12,3	-	-	12,3		Deslizamiento a 0,02 mm

Tabla 9. Resultados del ensayo de arrancamiento sobre el hormigón polimérico isoftálico.

Tipo varilla	Probeta	Tensión adherente según deslizamientos (MPa)			Adherencia media (MPa)		Modo de fallo
		0,01 mm	0,1 mm	1 mm	Parcial	Total	
Acero	U01	14,0	27,5	50,9	30,8	30,4	Adherencia varilla hormigón
	U02	18,5	32,4	-	25,5		Tensión adherente
	U03	20,7	39,2	-	30,0		
	U04	22,3	39,1	-	30,7		
	U05	14,9	32,1	57,9	35,0		Adherencia varilla-hormigón
GFRP enarenada cuadrada tipo I	UI1	11,4	22,6	-	17,0	18,0	Deslizamiento a 0,46 MM
	UI2	11,6	23,9	-	17,8		Deslizamiento a 0,33 mm
	UI3	12,4	19,0	22,8	18,1		Adherencia varilla-hormigón
	UI4	13,6	24,3	-	19,0		Deslizamiento a 0,34 mm
	UI5	11,9	24,5	-	18,2		Deslizamiento a 0,04 mm
GFRP enarenada cuadrada tipo 2	UII1	9,5	23,7	-	16,6	19,1	Deslizamiento a 0,32 mm
	UII2	11,8	24,3	-	18,1		Deslizamiento a 0,35 mm
	UII3	12,6	23,8	28,4	21,6		Adherencia varilla-hormigón
	UII4	14,3	24,9	-	19,6		Deslizamiento a 0,29 mm
	UII5	12,7	26,1	-	19,4		Deslizamiento a 0,36 mm
GFRP lisa redonda	UIII1-2	2,0	2,6	4,1	2,9	3,6	Adherencia varilla-hormigón
	UIII2-2	2,5	2,7	3,8	3,0		
	UIII3-2	2,0	3,3	5,9	3,7		
	UIII4-2	2,6	3,9	6,2	4,2		
	UII51-2	2,5	3,9	6,5	4,3		

Tabla 10. Resultados del ensayo de arrancamiento sobre el hormigón de cemento.

Tipo varilla	Probeta	Tensión adherente según deslizamientos (MPa)			Adherencia media (MPa)		Modo de fallo
		0,01 mm	0,1 mm	1 mm	Parcial	Total	
I02 Acero	I01	6,5	10,9	16,4	11,3	12,5	Adherencia varilla-hormigón
	6,3	12,1	18,0	12,1			
	I03	6,9	12,3	17,5	12,2		
	I04	9,7	13,9	17,2	13,6		
	I05	8,2	13,4	17,6	13,1		
GFRP enarenada cuadrada tipo I	I-I1	6,7	10,2	7,5	8,1	9,7	
	I-I2	10,3	12,9	9,5	10,9		
	I-I3	6,7	9,4	7,3	7,8		
	I-I4	10,4	13,0	10,7	11,4		
	I-I5	9,2	12,1	9,2	10,2		
GFRP enarenada cuadrada tipo 2	I-II1	8,6	11,9	9,8	10,1	9,9	
	I-II2	9,1	10,9	8,0	9,3		
	I-II3	10,1	12,2	9,3	10,5		
	I-II4	8,7	11,7	9,3	9,9		
	I-II5	8,4	11,7	9,2	9,8		
GFRP lisa redonda	I-III1	Deslizamiento y extracción rápida			1,0	0,8	
	I-III2	0,9	1,0	0,6	0,8		
	I-III3	1,0	1,1	0,6	0,9		
	I-III4	0,5	0,5	0,3	0,4		
	I-III5	Deslizamiento y extracción rápida			0,9		

3.6. Conclusiones del ensayo de adherencia estático

Este estudio se ha basado en un análisis conservador de la resistencia adherente, puesto que se ha determinado como valor medio de las tensiones adherentes generados a tres diferentes momentos del deslizamiento.

El propósito de este trabajo ha sido establecer un estudio comparativo de la adherencia para diferentes hormigones armados. Sin embargo, si se requiriera ajustar la capacidad de anclaje, necesaria para un determinado elemento estructural, una buena aproximación podría basarse en en la carga máxima de arrancamiento obtenida en los anteriores.

De los resultados obtenidos en los ensayos de arrancamiento estáticos, anteriormente presentados, pueden establecerse las siguientes conclusiones respecto a los tipos de varilla y hormigones combinados según las condiciones experimentales seguidas en el presente estudio:

- Las varillas enarenadas de GFRP embebidas en el hormigón polimérico proporcionan valores de resistencia adherente similares a las del hormigón armado tradicional
- En el hormigón polimérico, las varillas de acero permiten resistencias de adherencia superiores en un 70% a las de GFRP.
- En el hormigón de cemento, las varillas de acero permiten incrementos en la resistencia adherente del 25% mayores que en el caso de las de GFRP.
- Las varillas no metálicas de superficie lisa, más baratas que las texturadas, no generan la suficiente adherencia por lo que su uso debe ser obviado.
- Las secciones cuadradas de varilla, a igualdad de sección transversal, presentan mayor superficie adherente que las circulares.

4. ENSAYO DE ADHERENCIA DINÁMICO

Este apartado estudia los mecanismos de adherencia de las varillas de GFRP embebidas en el PC sometidas a cargas cíclicas de arrancamiento. Se han ensayado cuatro tipos de probetas con el objetivo de comparar estas nuevas posibilidades de armado frente a las tradicionales.

4.1. Materiales

Hormigón

Se han empleado dos tipos de hormigón para la fabricación de las probetas, denominados, hormigón de cemento ordinario y hormigón polimérico de resina poliéster ortoftálica (al 12% de contenido en resina). Sus propiedades quedaron presentadas en la tabla 1.

Armaduras de refuerzo

Se han utilizado dos tipos de varillas. Acero, como armadura metálica y varilla de GFRP de sección cuadrada y enarenada en su superficie denominada del tipo 2 (tabla 6) como varilla no metálica. Sus propiedades quedan incluidas en la tabla 5 ya presentada.

4.2. Descripción de las probetas

Como las probetas fabricadas para el ensayo de arrancamiento estático (del inglés "pull-out"), su geometría está conformada por bloques cúbicos de 150 mm de lado con una varilla embebida, que lo atraviesa por su centro, de 900 mm de longitud, en contacto directo con el PC un tramo central que caracterizará las resistencia adherente del conjunto varilla-hormigón analizado.

La longitud adherente se ha establecido en múltiplos del lado o diámetro, establecido en 8 mm (consultar tabla 3), de las armaduras a ensayar. A partir de anteriores experiencias, y al objeto de no provocar la rotura por aplastamiento en la mordaza de extracción de la varilla, se ha introducido el extremo sometido a la fuerza cíclica de extracción en un casquillo metálico lleno de resina epoxi que garantice una correcta transmisión de esfuerzos desde la máquina de ensayo a la probeta (consultar la figura 2).

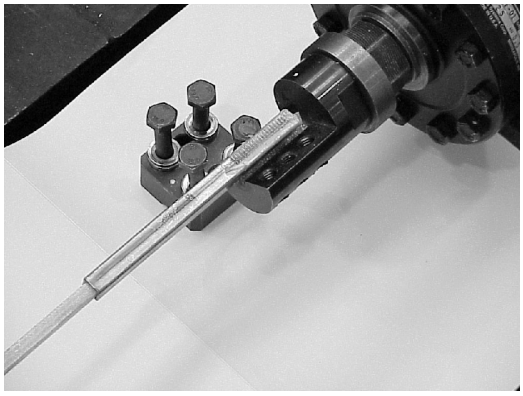


Fig. 2. Mordaza sobre Varilla GFRP embebida en casquillo metálico.

4.3. Equipo de ensayo

Tanto los ensayos estáticos (empleados para la caracterización de la carga última de arrancamiento) como los dinámicos se han desarrollado en la misma máquina de ensayos. La carga ha sido aplicada por medio de un actuador hidráulico equipado con una célula de carga MTS de 25 kN de máxima capacidad y una LVDT. Los ensayos han sido controlados por medio de una unidad MTS de control y un sistema de almacenamiento de datos. La configuración de ensayo se presenta en la figura 3.

4.4. Ejecución del ensayo

En primer lugar, se han realizado los ensayos estáticos de arrancamiento con objeto de determinar la carga última de extracción de la varilla embebida en el bloque de hormigón y así obtener los precisos niveles de carga en el ensayo dinámico. El ensayo dinámico se ha controlado de acuerdo con la señal sinusoidal de aplicación carga mostrada en la figura 4.

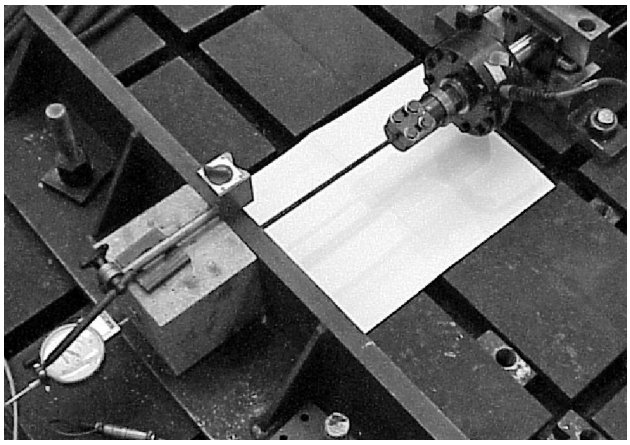


Fig. 3. Configuración del ensayo de arrancamiento dinámico.

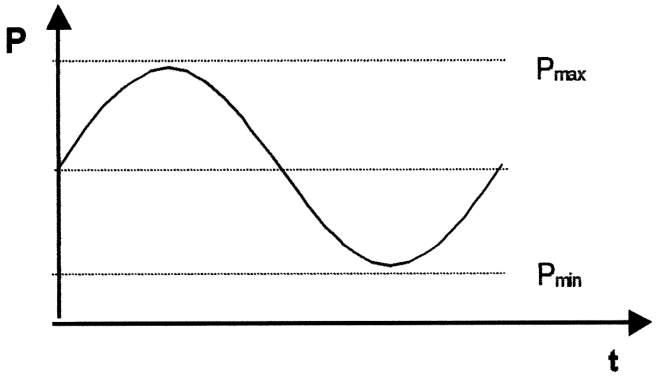


Fig. 4. Señal sinusoidal de carga dinámica de arrancamiento.

Una vez colocadas las probetas sobre la plataforma de ensayos, se ha ajustado el cilindro hidráulico de suministro de carga, de modo que la función sinusoide generadora de la carga de extracción se mueva entre los extremos: 0 a (P_{max}+P_{min})/2. La amplitud y frecuencia fue preestablecida antes del comienzo del ensayo de modo que un contador evalúe el número de ciclos del ensayo y pare cuando lo haga la función generadora.

Con el objetivo de marcar un final del ensayo, se ha determinado un valor máximo del desplazamiento (deslizamiento relativo varilla-hormigón) admisible durante el ensayo. Cuando se exceda este límite, la función sinusoidal generador parará automáticamente y el ensayo quedará interrumpido, con lo que el ensayo no precisa de un seguimiento en continuo.

Los ensayos se han llevado a cabo para diferentes niveles de carga, con el objetivo de construir diagramas que relacionen la tensión adherente frente a número de ciclos hasta la fatiga por adhesión. La carga cíclica es aplicada hasta que se produce el fallo de la probeta o el número de ciclos alcanza los 4.000.000, valor para el que se para automáticamente el ensayo al definirse este valor como "infinito". La carga máxima de ensayo (P_{max}) se estableció como un porcentaje de la carga última de arrancamiento obtenida del ensayo estático. Por otro lado la carga mínima (P_{min}) se iguala a 0.1 x P_{max}, siendo la frecuencia de la función generatriz sinusoidal de arrancamiento de 10 Hz.

4.5. Resultados experimentales

Se han desarrollado un total de 48 ensayos para caracterizar el comportamiento de la fatiga en adherencia del hormigón polimérico y ordinario armado con varilla de acero y FRP. Estos ensayos se han dividido en 4 series de ensayo denominadas como:

- GS3:PC poliester ortoftálico con varilla de acero y 24 mm de longitud adherente
- GS3:PC poliester ortoftálico con varilla de acero y 24 GF3: PC poliester ortoftálico con varilla de GFRP y 24 mm de longitud adherente
- IS6:CC con varilla de acero y 48 mm de longitud adherente
- IF6:CC con varilla de GFRP y 48 mm de longitud adherente

Dentro de cada serie, y antes de planificar los ensayos de fatiga, se han obtenido los valores estáticos de arrancamiento sobre tres probetas, con objeto de definir la P_{max}, y consecuentemente la P_{min}, además del desplazamiento último. Una vez obtenidos los valores estáticos, se calcula su media y se considera constante para cada serie ya que todas las probetas fueron fabricadas en la misma planta y según las mismas condiciones. Todos los ensayos quedan ilustrados en diagramas en los que las ordenadas representan el rango de tensión (τ_{max} - τ_{min}) y las abcisas, en escala logarítimica, hacen referencia al número de ciclos.

Finalmente, es preciso indicar que en el ensayo de arrancamiento dinámico se considera fallo cuando el desplazamiento excede al correspondiente valor último del estudio estático previo.

Resultados de la serie GS3

Como anteriormente quedó indicado, esta serie corresponde a las probetas de hormigón polimérico de resina poliéster ortoftálica con varilla de acero de Ø8 mm embebida. A continuación se presentan los resultados experimentales a los ensayos estáticos previos (tabla 11) y los dinámicos finales (tabla12), según procedimiento indicado con anterioridad.

El rango de tensiones adherentes máxima y mínima se rige por las expresiones (4) y (5) siguientes:

$$\tau_{max} = \frac{P_{max}}{L \cdot \pi \cdot \varphi} \qquad (4)$$

donde, ø= diámetro varilla y L= longitud adherente

$$\tau_{min} = 0.1 * \tau_{max} \qquad (5)$$

Tabla 11. Ensayos previos de arrancamiento estático de la serie GS3.

Probeta	P_{ub} (kN)	Desplazamiento (mm)
GS3-01	24,32	2,26
GS3-02	22,36	2,28
GS3-03	18,93	2,38
Valor medio	21,87	2,31

P_{ub} = Carga última de extracción

Tabla 12. Ensayos de fatiga adherente de la serie GS3.

Probeta	Nivel de carga	Ciclos.-N	Modo de fallo
GS3-04	80%	5.860	Fatiga en adherencia
GS3-05	80%	30.688	Fatiga en adherencia
GS3-06	70%	800.000	Fatiga en adherencia
GS3-07	60%	4.000.000	Deslizamiento de 1,56 mm
GS3-08	50%	4.000.000	Deslizamiento de 1,38 mm
GS3-09	50%	4.000.000	Deslizamiento de 0,90 mm

La ilustración gráfica de los resultados de la tabla 12 queda indicada en la figura 5 siguiente.

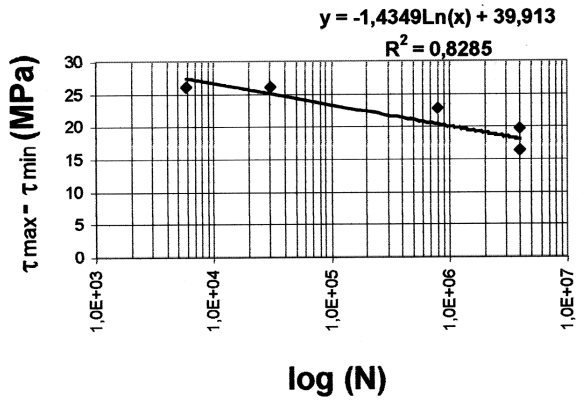


Fig. 5. Relación (τ_{max} - τ_{min}) vs. log (N) para serie GS3.

Resulta evidente que para las probetas del tipo GS3 una P_{max} del 50% de la carga última obtenida en el ensayo de arrancamiento estático, es poco probable que tenga lugar un fallo por fatiga en la zona adherente.

Por otro lado, durante el ensayo dinámico se ha producido, para este nivel de carga, el fallo por fatiga a tracción de la varilla.

Una observación detallada de la zona de fallo proporcionaría una explicación del fenómeno consistente en atribuir el fallo de fatiga en tracción de la varilla a fisuras superficiales ubicadas entre la mordaza y el bloque de hormigón. Todo ello conduce a obviar este modo de fallo dentro de la categoría de fatiga por adherencia.

Resultados de la serie GF3

Como anteriormente quedó indicado, esta serie corresponde a las probetas de hormigón polimérico de resina poliéster ortoftálica con varilla de GFRP de 8 mm embebida. A continuación se presentan los resultados experimentales a los ensayos estáticos previos (tabla 13) a los dinámicos finales (tabla 14), según procedimiento indicado anteriormente.

Tabla 13. Ensayos previos de arrancamiento estático de la serie GF3.

Probeta	P_{ub} (kN)	Desplazamiento (mm)
GF3-01	11,95	1,70
GF3-02	14,01	1,31
GF3-03	11,03	3,08
Valor medio	12,33	2,03

P_{ub} = Carga última de extracción

Tabla 14. Ensayos de fatiga adherente de la serie GF3.

Probeta	Nivel de carga	Ciclos.-N	Modo de fallo
GF3-04	80%	623.530	Fatiga en adherencia
GF3-05	80%	37.650	Fatiga en adherencia
GF3-06	80%	516	Fatiga en adherencia
GF3-07	60%	30.700	Fatiga en adherencia
GF3-08	60%	47	Fatiga en adherencia
GF3-09	60%	4.000.000	Deslizamiento de 1,76 mm
GF3-10	60%	4.000.000	Deslizamiento de 0,80 mm
GF3-11	40%	4.000.000	Deslizamiento de 0,35 mm
GF3-12	40%	4.000.000	Deslizamiento de 0,07 mm

El rango de tensiones adherentes mínima y máxima se rige por las expresiones (5) y (6).

$$\tau_{max} = \frac{P_{max}}{L \cdot 4 \cdot l} \qquad (6)$$

donde, l = lado varilla y L = longitud adherente

La ilustración gráfica de los resultados de la tabla 14 para la serie GF3 se presenta en la figura 6. A este respecto, señalar que a pesar de lo acontecido en la serie GS3, la serie GF3 no presenta fallo en fatiga de las varillas de GFRP.

Sin embargo, para P_{max} igual al 60% de la carga última al arrancamiento estático, dos de las probetas sufren fatiga en adherencia antes de alcanzar los 4.000.000 ciclos y las otras dos probetas no fatigan una vez alcanzados ese número de ciclos.

Por otro lado, para P_{max} igual al 40% de la carga última al arrancamiento estático, resulta evidente que se está por debajo del límite de fatiga en adherencia.

En definitiva, el límite de fatiga en adherencia para la serie GF3 podría tomarse, en una primera aproximación a falta de un mayor número de ensayos para mayor fiabilidad de resultados, cercano al 60% del agotamiento a arrancamiento estático.

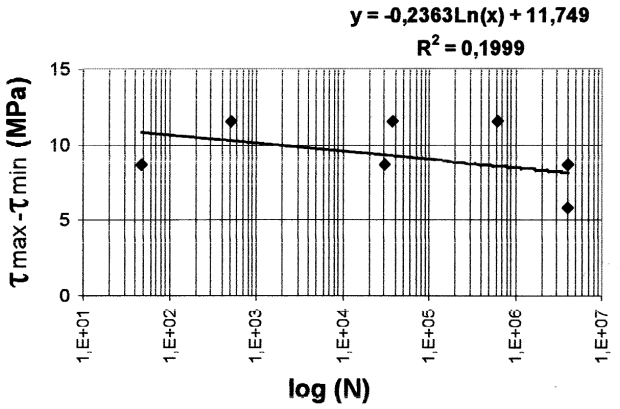


Fig. 6. Relación (τ_{max} - τ_{min}) vs. log (N) para serie GF3.

Resultados de la serie IS6

Como anteriormente quedó indicado, esta serie corresponde a las probetas de hormigón ordinario de cemento con varilla de acero de Ø8 mm embebida. A continuación se presentan los resultados experimentales a los ensayos estáticos previos (tabla 15) a los dinámicos finales (tabla 16), según procedimiento indicado anteriormente.

Tabla 15. Ensayos previos de arrancamiento estático de la serie IS6.

Probeta	P_{ub} (kN)	Desplazamiento (mm)
GIS6-01	20.72	2,54
IS6-02	23.27	1,07
IS6-03	22.50	3,23
Valor medio	22.16	2,28

P_{ub} = Carga última de extracción

Tabla 16. Ensayos de fatiga adherente de la serie IS6.

Probeta	Nivel de carga	Ciclos.-N	Modo de fallo
IS6-04	80%	71	Fatiga en adherencia
IS6-05	80%	40	Fatiga en adherencia
IS6-06	70%	253.428	Fatiga de la varilla
IS6-07	70%	1.155	Fatiga en adherencia
IS6-08	70%	73.640	Fatiga en adherencia
IS6-09	60%	648.731	Fatiga de la varilla
IS6-10	60%	4.000.000	Deslizamiento de 0,33 mm
IS6-11	60%	1.165.532	Fatiga en adherencia

El rango de tensiones adherentes máxima y mínima se rige por las expresiones (4) y (5). La ilustración gráfica de los resultados de la tabla 16 para la serie IS6 se presenta en la figura 7.

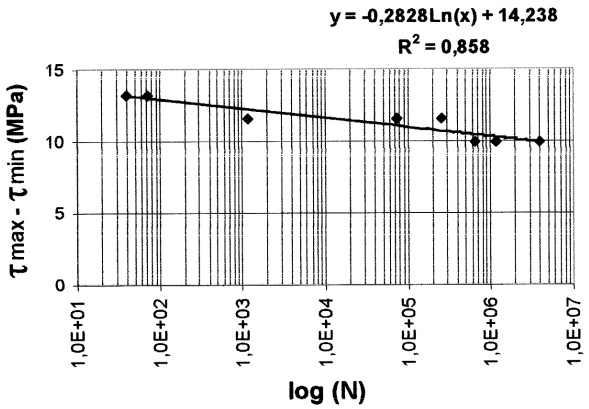


Fig. 7. Relación (τ_{max} - τ_{min}) vs. log (N) para serie IS6.

Como en el caso de la serie GS3, las varillas de acero presentan fatiga en tracción, lo que no permite caracterizar con precisión la fatiga en adherencia. Se han obtenido diferentes resultados al 60% de la carga última de adherencia en arrancamiento estático, por lo que, no es posible dar una predicción definitiva respecto al valor del límite de fatiga.

Sin embargo, de acuerdo con la tendencia de la línea de la gráfica anterior, el límite de fatiga puede considerarse inferior al 60%. Por otro lado, pueden también señalarse que el fallo de adherencia tienen lugar después de un número muy reducido de ciclos para valores de carga del 80%.

Resultados de la serie IF6

Como anteriormente quedó indicado, esta serie corresponde a las probetas de hormigón ordinario de cemento con varilla de GFRP de Ø8 mm embebida. A continuación se presentan los resultados experimentales a los ensayos estáticos previos

(tabla 17) a los dinámicos finales (tabla 18), según procedimiento indicado anteriormente.

Tabla 17. Ensayos previos de arrancamiento estático de la serie IF6.

Probeta	P_{ub} (kN)	Desplazamiento (mm)
IF6-01	16,19	1,59
IF6-02	12,10	1,26
IF6-03	22,35	1,21
Valor medio	16,88	1,35

P_{ub} = Carga última de extracción

Tabla 18. Ensayos de fatiga adherente de la serie IF6.

Probeta	Nivel de carga	Ciclos.-N	Modo de fallo
IF6-04	80%	1.050	Fatiga en adherencia
IF6-05	80%	681	
IF6-06	80%	891	
IF6-07	70%	312.810	
IF6-08	70%	1.951	
IF6-09	70%	8.022	
IF6-10	60%	753.240	
IF6-11	60%	177	
IF6-12	60%	45	

El rango de tensiones adherentes mínima y máxima se rige por las expresiones (5) y (6). La ilustración gráfica de los resultados de la tabla 16 para la serie IF6 se presenta en la figura 8. En esta serie, puede concluirse que el límite de fatiga podría establecerse por debajo del 60% de la carga última de adherencia en arrancamiento estático.

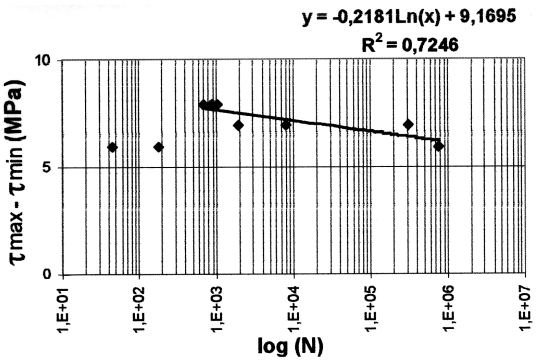


Fig. 8. Relación (τ_{max} - τ_{min}) vs. log (N) para serie IF6.

4.6. Conclusiones del ensayo de adherencia dinámico

De los resultados experimentales constatados en los ensayos de arrancamiento dinámico, pueden señalarse las siguientes conclusiones:

Las series de ensayos llevadas a cabo proporcionan una orientación cuantitativa del comportamiento de la fatiga frente a cargas dinámicas. De cara a establecer pautas de diseño, se hace necesario desarrollar una mayor actividad experimental en este campo.

Las probetas empleadas parecen ser muy sensibles al procedimiento de ensayo. Consecuentemente, han tenido lugar fallos inesperados y resultados inesperados durante el ensayo de arrancamiento dinámico. En efecto, para algunas probetas sometidas al 60% de la carga de agotamiento a adherencia estática, se ha observado que algunos fallos tienen lugar a un bajo número de ciclos, y otros, sin embargo, alcanzan sus límites de fatiga. Por lo tanto, puede establecerse que factores tales como fabricación, la materialización de las pequeñas longitudes de adherencia y los materiales son determinantes y pueden causar una gran dispersión de resultados así como fallos prematuros. Por otro lado, algunas varillas de acero han sufrido fatiga en tracción antes de tener lugar el fallo de fatiga por adherencia y, como consecuencia de lo anterior, podría concluirse que la fatiga en adherencia debería producirse con un número de ciclos mayor que de fatiga en tracción.

De los resultados obtenidos en las series ensayadas, el límite de fatiga puede estimarse sobre el 50% de la resistencia estática última, siendo la tensión mínima igual a 0,1 del valor máximo. Para una mayor estimación más precisa, deberían realizarse un mayor número de ensayos.

En ensayos previos, no se ha obtenido una elevación relevante de la temperatura (menos de 2ºC) resultante de la fricción entre el hormigón y la varilla de GFRP embebida. Por lo tanto, el fallo de fatiga en adherencia no es esperable que ocurra por degradación de la propia resina tanto de la varilla de GFRP y/o del hormigón polimérico, según el tipo de serie ensayada.

Puesto que algunos niveles de carga de arrancamiento han estado próximos al de fluencia de la varilla de acero, se ha producido la aparición prematura de fallos sin alcanzar la fatiga en adherencia. Por el contrario, las varillas de GFRP, no han mostrado fatiga en tracción bajo los niveles de carga utilizados en el presente estudio. Con objeto de obviar fallos debidos a la fatiga del acero en tracción, deberán reducirse las longitudes de adherencia a ensayar, aunque ello haga más sensible ala ejecución las probetas.

La figura 9 presenta los resultados de todos los ensayos obtenidos en la experimentación bajo cargas cíclicas de arrancamiento para las cuatro series estudiadas en el presente trabajo.

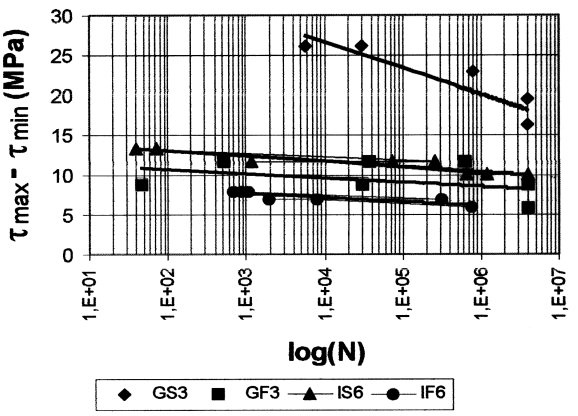


Figura 9. Relación (τ_{max} - τ_{min}) vs. log (N) para todas las series.

AGRADECIMIENTOS

El trabajo presentado en el presente artículo ha sido cofinanciado por la Comisión Europea bajo el contrato BRPR-CT98-0708 (1998-2002) y el Gobierno Español a través del contrato MAT98-1734-CE (1999-2001).

REFERENCIAS

(1) Amnon Katz. "Bond to concrete FRP bars after cycling loading". Journal of composites for construction. August 2000/137.

(2) Plasticrete, 2002, "Highly durable precasted special concrete reinforced with non-metallic rebars". European Project BRPR 1998-2002.

(3) David W. Fowler. "Polymers in Concrete — Where Have We Been and Where Are We Going?". 2001, ICPIC'01 Hawai (USA).

(4) José L. Ramírez and J.Tomás San-José. "Predictability of structural calculation values in a 100 MPa polymeric concrete". 2001, ICPIC'01 Hawai (USA).

(5) ACI 440.1R-01. "Guide for design and construction of reinforced concrete with FRP bars". ACI Committee 440.

(6) Comisión Permanente del Hormigón (CPH). "Instrucción de Hormigón Estructural EHE". 1999 Spain.

Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón pretensado

Study of the bond and splitting in pretensioned concrete elements

♦
Jaime C. Gálvez Ruiz
Universidad de Castilla La Mancha, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

♦
Bahaá S. Tork
Universidad Ain Shams, Facultad de Ingeniería, El Cairo (Egipto)

♦
Jaime Planas Rosselló
Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

RESUMEN

Este trabajo presenta los resultados de la investigación realizada para estudiar los problemas de agrietamiento longitudinal que en ocasiones aparecen al realizar la transferencia de la fuerza de pretensado en elementos prefabricados, y cómo influye este posible agrietamiento en la pérdida de adherencia entre la armadura pretesa y el hormigón. En la investigación se ha desarrollado un procedimiento de ensayo que permite medir las variables que gobiernan la adherencia entre el acero y el hormigón y relacionarlas con el proceso de rotura del hormigón al realizar la transferencia de la fuerza de pretensado. Se han ensayado 27 probetas, combinando 3 profundidades de grafila y 3 recubrimientos de la armadura. Los resultados muestran que una mayor profundidad de grafila mejora la adherencia siempre que no se produzca fisuración del recubrimiento. Sin embargo, en las probetas en las que se producen fisuraciones longitudinales, la carga crítica que provoca este agrietamiento longitudinal es menor cuanto mayor es la profundidad de grafila. Además, una mayor profundidad de grafila aumenta la apertura de la grieta, con lo que disminuye la adherencia y aumenta la longitud de transmisión. Así mismo se presenta un método numérico para estudiar la adherencia-deslizamiento entre el alambre y el hormigón contemplando el posible agrietamiento del hormigón alrededor del alambre. El modelo predice correctamente los resultados experimentales de probetas pretensadas, con varias profundidades de grafila. El modelo emplea parámetros con pleno significado físico, medibles experimentalmente.

SUMMARY

This paper shows the results of the research project dealing with the splitting failure of the prestressed concrete elements during the release of prestressing force. The research project includes the study of the influence of the splitting in the bond capacity of these elements. The paper presents a novel testing procedure to evaluate bond-slip between steel and concrete, and its relation to the splitting action of the pretensioned indented wire. The geometry of the indented wires and the concrete cover were studied. 27 specimens, combining 3 depths of the indentations and 3 concrete covers, were tested. Also, a numerical procedure is developed to model the bond-slip, taking into account the concrete splitting. The model uses parameters with fully physical meaning, which can be measured experimentally. The numerical procedure accurately reproduces the experimental records.

1. DATOS INICIALES

1.1. Proyectos de Investigación

Título:	Estudio de la Fractura de Hormigones y Morteros bajo la Acción Combinada de Tensiones Normales y Tangenciales.
Referencia:	PB97-0579.
Financiación:	Dirección General de Enseñanza Superior e Investigación Científica (Ministerio de Educación y Cultura).

Programa: Plan Nacional de I+D.

Periodo: Enero 1999 – Diciembre 2001.

Título: Modelización Teórico Numérica del Fractura del Hormigón con Contrastación Experimental Fuerte.

Referencia: MAT 2001-3863-C03-02.

Financiación: Ministerio de Ciencia y Tecnología.

Programa: Plan Nacional de I+D+I.

Periodo: Diciembre 2001 – Diciembre 2004.

Título: Estudio de las Causas de la Rotura de Viguetas Prefabricadas al Realizar la Transferencia de la Fuerza de Pretensado.

Financiación: EMESA Trefilería S.A.

Periodo: Enero 1997 – Junio 1999.

1.2. Motivación y Objetivos del Proyecto

La prefabricación cobra importancia creciente en la construcción, especialmente en el ámbito de la edificación. El encarecimiento de la mano de obra y la necesidad de disminuir los plazos de ejecución han propiciado una demanda mayor de elementos estructurales prefabricados. Las viguetas, semiviguetas o las losas alveolares, todos ellos prefabricados y pretensados, están presentes en gran parte de los forjados de edificación que actualmente se construyen.

Estos elementos rectos, prefabricados y pretensados, suelen fabricarse en mesas de prefabricación. En ellas se dispone la armadura, alambres o cordones, y se tensa, hormigonando a continuación y, generalmente, tras un proceso de curado acelerado mediante un tratamiento de vapor y temperatura, se procede a transferir la fuerza de pretensado [1]. En el hormigón pretensado la adherencia entre la armadura activa y el hormigón es indispensable para transmitir la fuerza de pretensado. En el caso de elementos pretensados con alambres, con el fin de mejorar la adherencia, es habitual emplear alambres grafilados. La forma y profundidad de la grafila está normalizada [2].

Los mecanismos que contribuyen a la adherencia entre el alambre y el hormigón son [3]: la adhesión química, el rozamiento y, en el caso de los alambres grafilados, el apoyo de las indentaciones geométricas del alambre sobre el hormigón. Frente a la armadura pasiva, el alambre pretensado favorece la adherencia al transferir la fuerza de pretensado porque el alambre aumenta su diámetro por efecto Poisson [3].

Es importante recordar que la fuerza de pretensado no actúa desde el extremo libre del elemento pretensado, donde es nula. Se denomina *longitud de transmisión o transferencia* a la distancia entre el extremo libre y la sección en la que la armadura ha transmitido completamente, por adherencia, la fuerza de pretensado al hormigón. La longitud de transmisión es difícil de evaluar: actualmente se calcula con fórmulas empíricas [1, 4 y 5], basadas en ensayos realizados hace años [6-8]. El art. 67.4 de la EHE indica que la longitud de transmisión se determinará, en general, experimentalmente, y propone como alternativa la formulación del Código Modelo.

Los alambres pretensados mejoran su adherencia por el efecto Hoyer [9, 10]. Este efecto consiste en que el alambre, antes de realizar la transferencia, tiene un diámetro inferior al suyo nominal sin tensiones debido al efecto Poisson. Una vez realizada la transferencia de la fuerza de pretensado y producidas las pérdidas correspondientes, el alambre en el extremo libre de la pieza pretensada tiene tensión nula y por tanto su diámetro es mayor al que inicialmente tenía. El alambre situado en el interior de la pieza está traccionado, algo menos que inicialmente debido a las pérdidas de pretensado, por lo que su diámetro será algo mayor que el que tenía antes de la transferencia de la fuerza de pretensado, aunque no tanto como el del extremo libre. El aumento de diámetro del alambre produce un anillo de compresiones del hormigón sobre el alambre que beneficia la adherencia. Este efecto ocurre fundamentalmente en los extremos del elemento pretensado, en la zona de transferencia, donde el alambre varía su tensión de tracción entre cero (extremo libre) y el valor final de pretensado (fin de la zona de trasferencia), descontadas las pérdidas [11].

Además, al realizar la transferencia de la fuerza de pretensado el alambre tiende a deslizar dentro del hormigón. En el caso del alambre grafilado, que es el que nos ocupa, la grafila se apoya sobre el hormigón que la circunda y provoca un anillo de compresiones del hormigón sobre el alambre, que también beneficia la adherencia. La Figura 1a muestra de forma esquemática este efecto. Lógicamente la acción combinada del efecto Hoyer y del apoyo de la grafila sobre el hormigón, al realizar la transferencia de la fuerza de pretensado, aumentan el anillo de compresión del hormigón sobre el alambre y mejoran su adherencia al hormigón [11].

Tepfers [12] propuso una representación del esquema mecánico correspondiente a una barra de acero con resaltos geométricos cuando es traccionada dentro de un bloque de hormigón. La Figura 1b muestra el esquema propuesto por Tepfers [12]. Este esquema ha sido empleado por algunos autores [13, 14] para explicar el mecanismo combinado de fisuración y adherencia cuando una barra corrugada desliza dentro de un bloque de hormigón.

La mejora de la adherencia entre el alambre pretensado y el hormigón es beneficiosa, entre otras razones, porque conduce a una menor longitud de transferencia. Sin embargo, existen algunas situaciones en las que el efecto beneficioso del anillo de compresiones sobre el alambre, que es de tracciones sobre el hormigón (véase Figura 1b), se pierde porque el hormigón se agrieta longitudinalmente al superarse su resistencia a tracción. En estos casos el alambre pierde confinamiento y disminuye drásticamente su adherencia con el hormigón [11]. La Figura 2 muestra una vigueta fisurada longitudinalmente al realizar la transferencia de la fuerza de pretensado. El estudio realizado [11] ha mostrado que estos problemas son más frecuentes cuando la cuantía de armadura activa es alta y la grafila es profunda, y son agravados si la armadura está situada en un plano que facilite el efecto de cuña del pretensado.

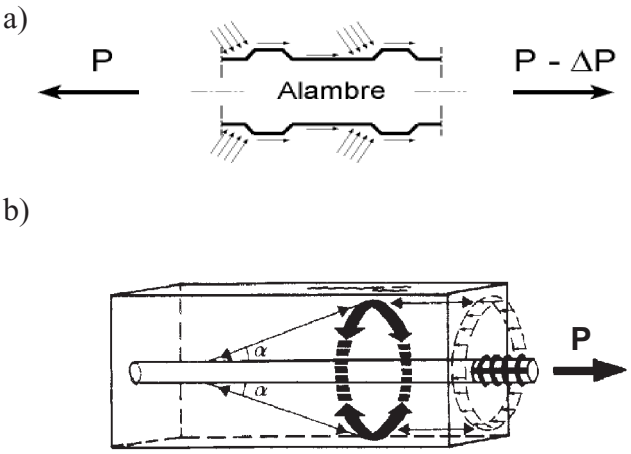


Figura 1. Representación esquemática de las fuerzas generadas por un alambre grafilado pretensado: a) tensiones alrededor del alambre; b) esquema propuesto por Tepfers [12] para una barra corrugada.

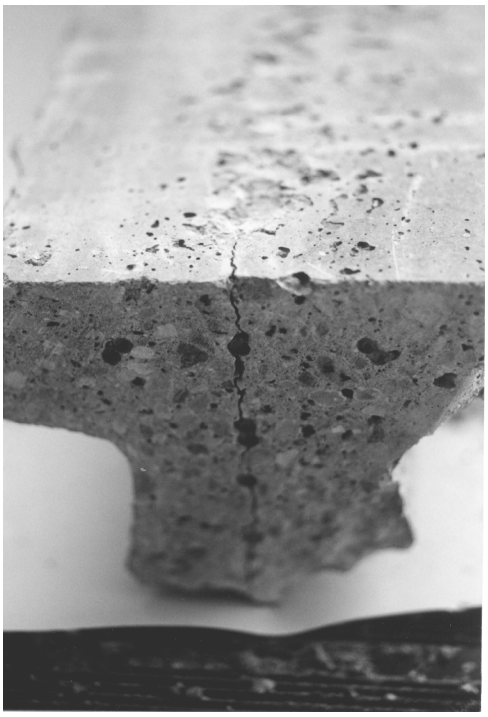


Figura 2. Vigueta de hormigón pretensado agrietada longitudinalmente durante la transferencia de la fuerza de pretensado.

Por todo ello, en el estudio de la longitud de transmisión debe contemplarse el posible agrietamiento longitudinal del hormigón y su influencia en la adherencia entre el alambre y el hormigón. No hemos encontrado datos experimentales que relacionen la adhesión entre el hormigón y la armadura con el proceso de fisuración longitudinal del hormigón. En este sentido, los ensayos de Gambarova [15], aunque tienen en cuenta el agrietamiento del hormigón, solo miden la tensión de rozamiento una vez que se ha producido rotura longitudinal del hormigón. Los ensayos de den Ujil [16], basados en dispositivos de tracción (pull-out) y empuje (push-in) tampoco miden las variables relacionadas con la fractura del hormigón.

En la investigación realizada se ha propuesto un procedimiento de ensayo que permite medir las variables que gobiernan la adherencia entre el hormigón y el alambre pretensado y relacionarlas con el proceso de agrietamiento del hormigón al realizar la transferencia de la fuerza de pretensado. Los ensayos se han realizado con tres profundidades de grafila y tres recubrimientos distintos. A nuestro entender, los resultados son novedosos y aportan datos experimentales inexistentes que permiten relacionar el proceso de rotura del hormigón con la adherencia entre el alambre y el hormigón. Además, se ha propuesto un procedimiento de cálculo que permite contemplar de forma conjunta la adherencia entre el acero y el hormigón y el posible agrietamiento longitudinal del hormigón. El modelo de cálculo emplea parámetros medibles experimentalmente y se puede incorporar en programas de elementos finitos comerciales. Reproduce de forma ajustada los resultados experimentales obtenidos en la primera parte de la investigación.

2. METODOLOGÍA EMPLEADA Y TRABAJO DESARROLLADO

2.1. Campaña Experimental

El objeto de la campaña experimental fue conseguir resultados experimentales que permitiesen relacionar el agrietamiento longitudinal de elementos prefabricados pretensados al realizar la transferencia de la fuerza de pretensado con las variables que gobiernan la adherencia entre el acero y el hormigón. Para ello se diseñó un procedimiento experimental, y se construyó un dispositivo, que permitía reproducir en laboratorio la transferencia de la fuerza de pretensado de forma controlada, medir algunas de las variables relacionadas con la adherencia y detectar la presencia y evolución de grietas longitudinales en los elementos pretesos. Como variables de ensayo se adoptaron la profundidad de la grafila y el recubrimiento de hormigón del alambre. Los valores adoptados para el recubrimiento pretendían reproducir en laboratorio el recubrimiento y la distancia entre alambres de las viguetas observadas (véase Figura 3).

2.2. Descripción de las probetas y del material

Todas las probetas se confeccionaron con hormigón procedente de la misma amasada. Se empleó cemento Portland

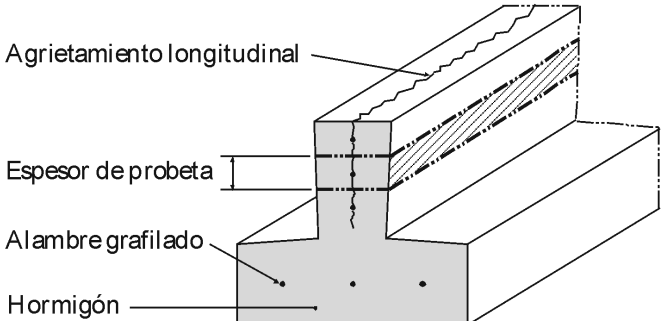


Figura 3. Vigueta de hormigón pretensado longitudinalmente. Se indica la fracción de vigueta que fue reproducida en los ensayos.

(CEM II/B-M 32.5). Se emplearon áridos silíceos con diámetro máximo de 6 mm. La relación de agua/cemento fue 0.50. La dosificación del hormigón se diseñó para alcanzar una resistencia a compresión de 30 MPa a los 28 días y se detalla en la Tabla 1. Las propiedades mecánicas del hormigón en el momento del ensayo se detallan en la Tabla 2. Información más detallada sobre el material y las probetas, así como sobre el dispositivo experimental, se puede consultar en [11], [17] y [18].

Se empleó alambre de pretensar Y 1770 C [2] de 4 mm de diámetro, con tres profundidades de grafila distintas: ligera, mediana y profunda. Las propiedades mecánicas del acero se detallan en la Tabla 2 y la profundidad de la grafila en la Tabla 3.

Tabla 1. Dosificación del hormigón.

Componente	Dosificación kg/m^3	Proporción en peso
Agua	225	0.50
Cemento	450	1.00
Arena	900	2.00
Grava	720	1.60

Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales.

Hormigón	Acero de pretensar
E = 24 GPa	E = 226 GPa
f_{ck} = 29 MPa	$\sigma_{0.2}$=1755 MPa
f_{ct} = 2.5 MPa	σ_u =1935 MPa
G_F = 96 N/m	ε_u = 5.25 %

Tabla 3. Profundidad de la grafila.

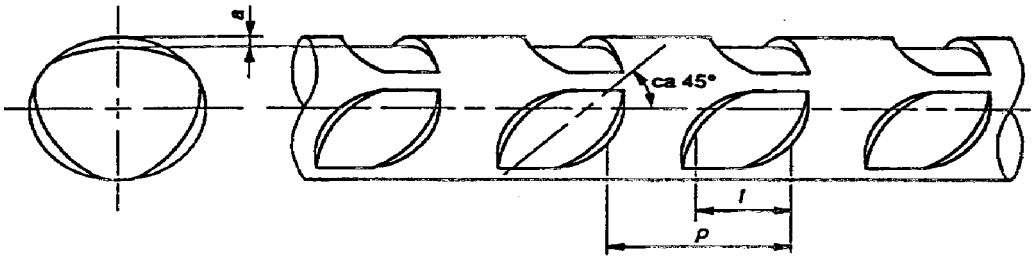
Denominación	Profundidad de la grafila (mm)
Grafila ligera	0.01-0.02
Grafila mediana	0.04-0.06
Grafila profunda	0.10-0.11

Tabla 4. Espesor y recubrimiento del alambre en los prismas de hormigón.

Denominación	Espesor mm	Recubrimiento mm
C1	14	5
C2	22	9
C3	30	13

Se confeccionaron 27 probetas prismáticas con el alambre pretensado coincidente con el eje longitudinal de la probeta. Todas ellas de 400 mm de longitud y de 60 mm de anchura, pero de tres espesores y tres recubrimientos distintos, que se detallan en la Tabla 4. Los espesores se adoptaron de acuerdo con la separación entre alambres en viguetas prefabricadas. La Figura 4 muestra los detalles de la grafila de los alambres y la geometría y dimensiones de las probetas de hormigón pretensado. La longitud de las probetas, 400 mm, no cumple a priori la condición de ser como mínimo dos veces la longitud de transmisión, sin embargo en estos ensayos no es necesario cumplir esta condición, pues su objetivo no es evaluar la longitud de transmisión sino estudiar el posible agrietamiento del hormigón en torno al alambre en los extremos de las viguetas, precisamente donde no se ha transferido por completo la fuerza de pretensado. Se adoptó la mayor longitud de probeta posible que pudiese ser ensayada con las máquinas del laboratorio.

a)



b)

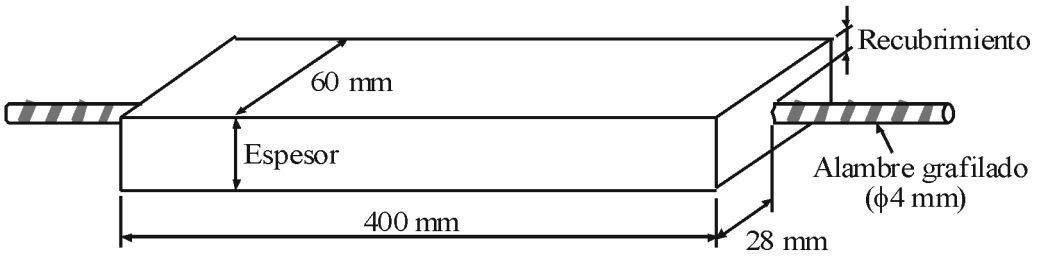


Figura 4. a) Geometría de la grafila; b) geometría y dimensones de las probetas de hormigón pretensado con un alambre grafilado embebido.

El alambre fue pretensado con una carga de 17 kN en un bastidor de acero en posición vertical. El bastidor estaba constituido por 4 columnas atornilladas a dos placas circulares normales a las columnas, con una distancia entre placas de 560 mm. Las placas circulares disponían de un taladro en el centro que permitía el paso del alambre. Para pretensar el alambre se empleó una máquina de ensayos servocontrolada. El alambre se unió al bastidor mediante dos anclajes de casquillo y cuña. El anclaje inferior apoyaba directamente sobre la placa inferior, mientras que el superior quedaba anclado a una pieza roscada exteriormente desplazable paralelamente al eje del bastidor (Figura 5), lo que permitió tesar el alambre en el bastidor. La fuerza de pretensado se aplicó de forma monótona creciente mediante el desplazamiento del anclaje superior del alambre. Una vez alcanzada la carga de pretensado se introdujo un separador en forma de "U" entre la pieza roscada y la placa superior del bastidor, y se apretó la tuerca de la pieza roscada contra el separador en forma de "U". A continuación se descargó la máquina, transfiriendo la fuerza de pretensado al bastidor, y se retiró el bastidor de la máquina de ensayos. La tensión final de pretensado en el alambre fue conocida y controlada mediante un extensómetro resistivo unido a la zona central del alambre pretensado. Información gráfica detallada del dispositivo se puede consultar en [11], [17] y [18].

Una vez pretensado el alambre se hormigonaron las probetas en moldes metálicos con las caras interiores rectificadas. Los moldes se unieron al bastidor mediante un dispositivo con tornillos que permitía alinear y centrar el alambre pretensado con el molde, garantizándose un error en posición inferior a 0.1 mm. Además, el dispositivo aseguraba la horizontalidad del fondo del molde durante todo el proceso de hormigonado, vibrado y curado de las probetas. La Figura 6 muestra una foto del molde acoplado al bastidor en posición horizontal.

Las probetas se hormigonaron en una sola tongada. Fueron compactadas en mesa vibratoria durante 12 segundos. Se mantuvieron dentro de una bolsa plástica herméticamente cerrada hasta que se desmoldaron, a las 24 horas. A continuación se cubrieron con tres capas de pintura plástica de sellado a fin de impedir la pérdida de agua durante el proceso de curado. Desde este momento hasta su ensayo se mantuvieron en el laboratorio a temperatura ambiente. Fueron ensayadas 28 días después de haber sido hormigonadas. El correcto funcionamiento de la pintura de sellado fue controlado mediante el ensayo (energía de fractura, resistencia a compresión, módulo de elasticidad y resistencia a tracción) de probetas de control curadas en una piscina con agua saturada de cal a temperatura ambiente y de probetas cubiertas con tres capas de pintura de sellado, situadas al lado de las probetas prismáticas de los bastidores.

La Figura 7 muestra una foto de conjunto de las 27 probetas hormigonadas una vez fratasada su cara superior.

2.3. Procedimiento de ensayo

El ensayo de las probetas se realizó en dos fases consecutivas. La primera consistió en transmitir la fuerza de pretensado del bastidor a la máquina de ensayos. La segunda en transferir, de forma controlada, la fuerza de pretensado de la máquina de ensayos al hormigón.

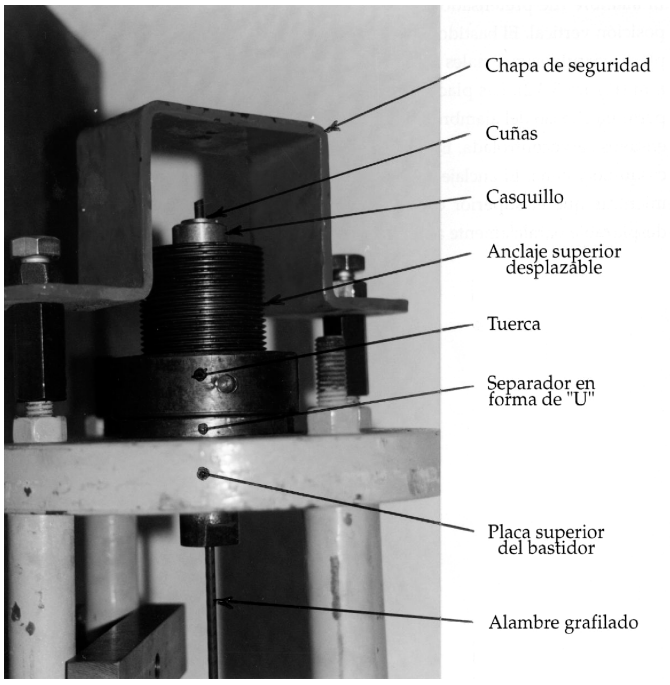


Figura 5. Detalle del dispositivo de anclaje del alambre de pretensado en la placa superior del bastidor.

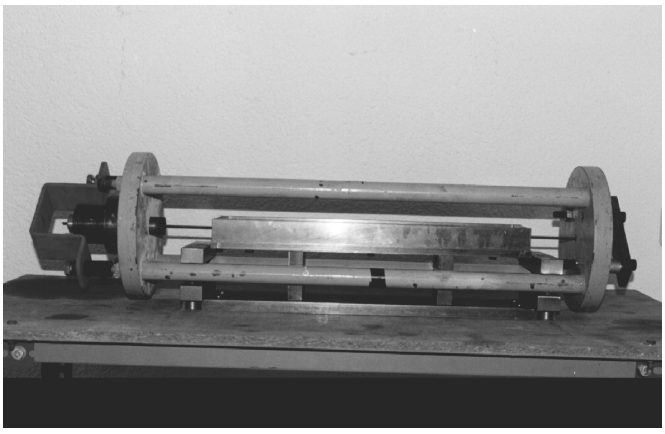


Figura 6. Bastidor en posición horizontal con el alambre pretensado y el molde acoplado a las columnas del bastidor preparado para hormigonar las probetas.



Figura 7. Probetas de hormigón pretensado una vez hormigonadas.

Al iniciarse la primera fase el alambre estaba pretensado, el bastidor comprimido y el prisma de hormigón sin tensiones. Se colocó el bastidor en la máquina de ensayos, se atornilló la placa inferior del bastidor al pistón de la máquina y el anclaje superior del mismo modo que al tesar el alambre. La Figura 8 muestra un esquema del dispositivo con la probeta durante el ensayo, y la Figura 9 una foto de la probeta en el bastidor durante el ensayo. Se desplazó el pistón de la máquina de

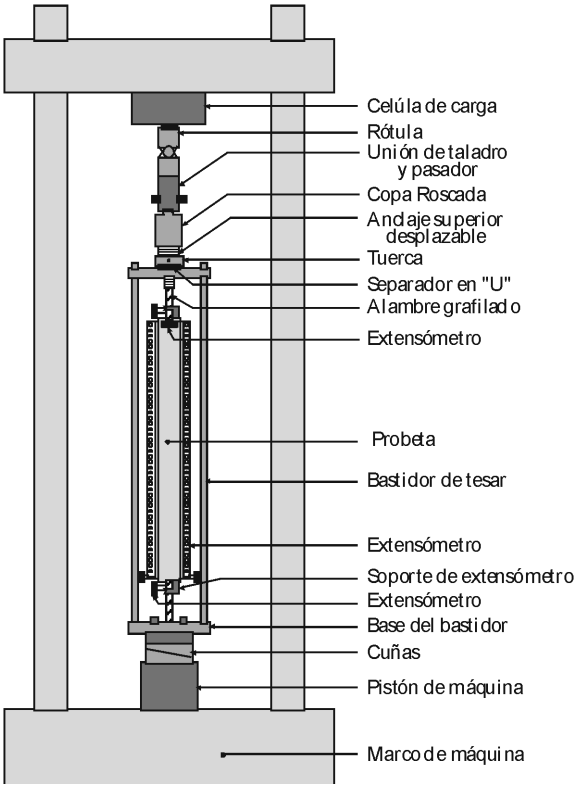


Figura 8. Esquema del dispositivo de ensayo con la probeta de hormigón pretensado en el bastidor unido a la máquina de ensayos.

ensayos a razón de 0.1 mm/min hasta alcanzar la carga de pretensado (17 kN). En este instante toda la carga había sido transferida a la máquina de ensayos, y la tensión en el prisma de hormigón y en el bastidor era nula. Se aflojó la tuerca de la pieza roscada superior y se retiró el separador en forma de "U".

De cara a evitar que al tesar el alambre a 17 kN, después de transcurridos más de 28 días del tesado inicial, las posibles pérdidas por relajación del acero introdujesen tracciones en el hormigón se actuó del siguiente modo. A partir de una fuerza de 16 kN se observó detalladamente la curva en tiempo real de la carga aplicada frente a desplazamiento del pistón de la máquina. Mientras el alambre tuviese fuerza de pretensado el bastidor estaba comprimido y la curva carga frente a desplazamiento tenía la pendiente correspondiente a la rigidez del bastidor. Al alcanzarse la fuerza real de pretensado del alambre (la inicial menos las pérdidas por relajación) el bastidor dejaba de estar comprimido y la pendiente de la curva carga-desplazamiento era la rigidez del alambre, mucho menor que la del bastidor. Como el proceso se hacía muy lentamente, el brusco cambio de pendiente permitía mantener la fuerza de pretensado real y retirar el separador en forma "U".

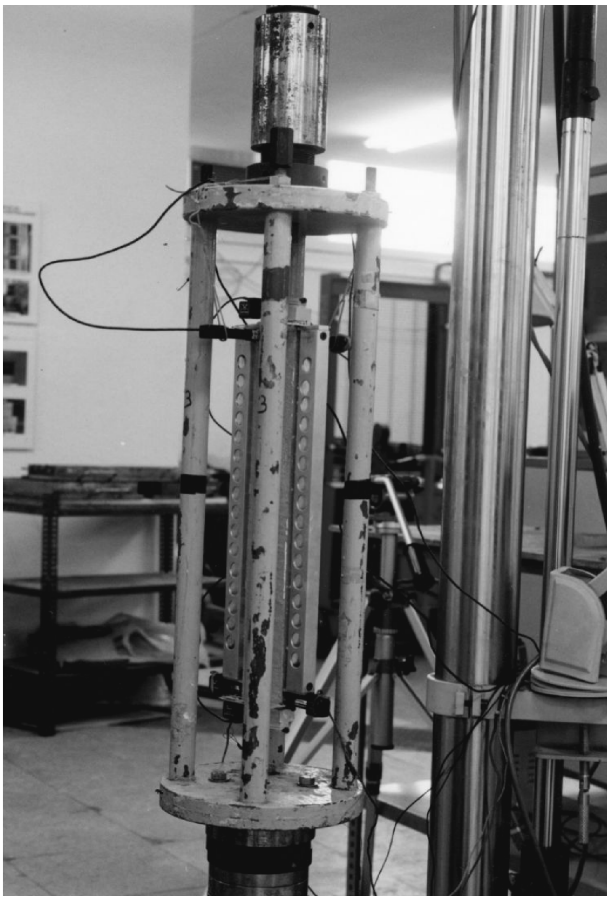


Figura 9. Probeta de hormigón pretensado en el bastidor durante un ensayo.

A partir de ese momento se inició la transferencia de la fuerza de pretensado al prisma de hormigón. Para ello se desplazó el pistón de la máquina de ensayos hacia arriba, a una velocidad de 0.3 mm/min. A medida que el pistón subía se descargaban los extremos del alambre pretensado, transmitiendo su fuerza al prisma de hormigón. El ensayo finalizó una vez que los extremos libres del alambre quedaron descargados.

Las variables registradas durante la primera fase fueron:

– Carga *P* aplicada por la máquina de ensayos.

– Desplazamiento del pistón de la máquina.

Las variables registradas durante la segunda fase fueron:

– Carga *P* aplicada por la máquina de ensayos.

– Desplazamiento del pistón de la máquina.

– Acortamiento longitudinal del prisma de hormigón, con una base de medida de 387.5 mm. Se midió en dos caras opuestas, obteniéndose el promedio.

– Deslizamiento relativo del alambre pretensado respecto a las caras superior e inferior del prisma de hormigón. Se midió el movimiento relativo de la sección del alambre situado inicialmente en el plano de la cara.

– Apertura de la grieta longitudinal en la cara superior del prisma de hormigón. Se midió en los dos lados opuestos,

correspondientes al menor recubrimiento del alambre pretensado.

Para la medida de la carga aplicada se empleó una célula de carga de 25 kN de capacidad, con un error a fondo de escala inferior a ± 0.1 %. Las medidas del acortamiento longitudinal del prisma de hormigón, del deslizamiento del alambre respecto a las caras superior e inferior del prisma de hormigón y de la apertura de las grietas longitudinales se hicieron con extensómetros resistivos de ± 2.5 mm de recorrido nominal y error a fondo de escala inferior a ± 0.1 %. La Figura 10 muestra los dispositivos empleados para medir estas variables.

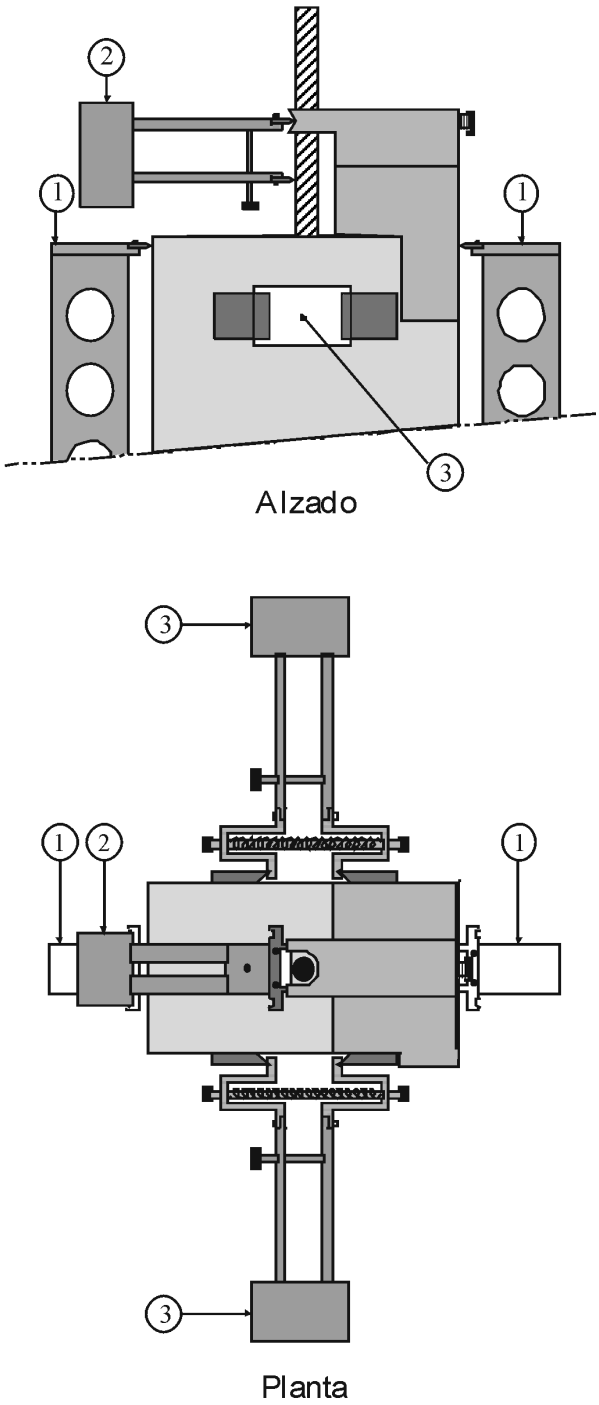


Figura 10. Detalle de los extensómetros y los dispositivos de medida empleados para medir el acortamiento de la probeta (1), el deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta (2) y la apertura de las grietas longitudinales (3).

2.4. Resultados experimentales

Las Figuras 11a, 11b y 11c muestran los registros experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, para los alambres de grafila ligera, mediana y profunda respectivamente, y las probetas con recubrimiento 5, 9 y 13 mm. En las probetas de menor recubrimiento, 5 mm, se aprecia claramente un punto a partir del cual

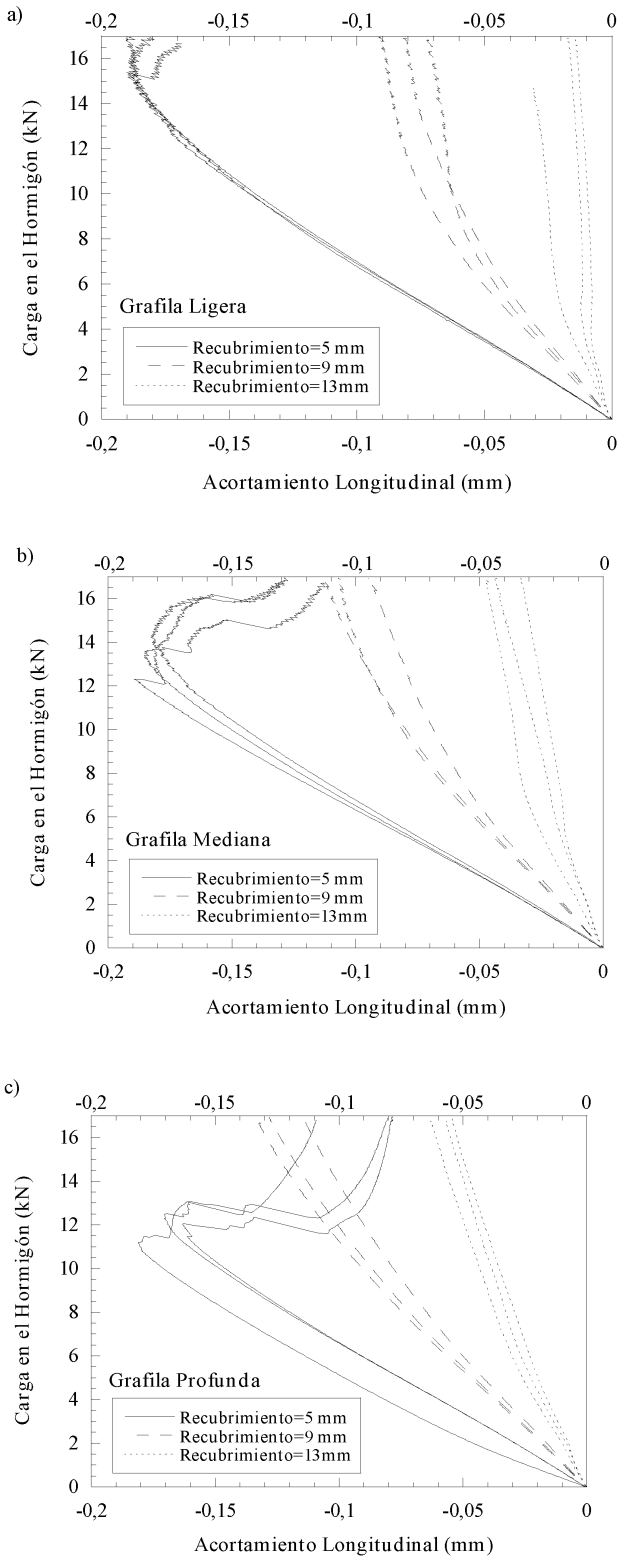


Figura 11. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta para las probetas con los tres recubrimientos y alambre de: a) grafila ligera, b) grafila mediana, y c) grafila profunda.

disminuye el acortamiento longitudinal de la probeta al destesar el alambre pretensado. Este punto corresponde a la iniciación de la grieta longitudinal en el prisma de hormigón. La propagación de la grieta longitudinal disminuye la transmisión de tensiones de rozamiento entre el alambre y el hormigón, por lo que se libera parte de la compresión del hormigón y disminuye su acortamiento longitudinal, como se observa en los registros experimentales. En las probetas con recubrimientos mayores, 9 y 13 mm, no se aprecia este fenómeno.

La Figura 12 compara los registros experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, en las probetas con el menor recubrimiento, 5 mm, para las tres profundidades de grafila. Se observa que cuanto más profunda es la grafila menor es la carga que corresponde al agrietamiento longitudinal de la probeta. Este resultado sugiere que una mayor profundidad de grafila provoca un anillo de tensiones radiales más intenso debido al apoyo de la grafila sobre el hormigón. Los valores experimentales medios de la carga de rotura son aproximadamente 15, 13 y 12. 5 kN para las grafilas ligera, mediana y profunda, respectivamente. Además, se puede observar que, antes de producirse la grieta longitudinal, a igualdad de carga transferida, cuanto mayor es la profundidad de la grafila mayor es el acortamiento longitudinal del prisma de hormigón. Este resultado está en consonancia con que una mayor profundidad de grafila conduce a una mejor adherencia entre el alambre y el hormigón, disminuye la longitud de transferencia y aumenta el acortamiento longitudinal de la probeta.

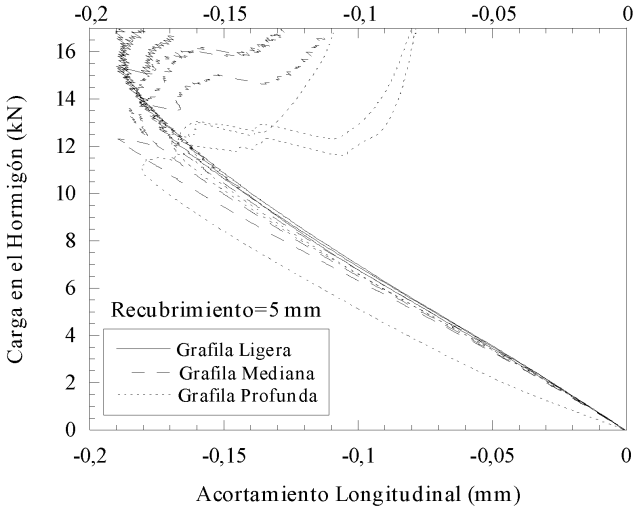


Figura 12. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta para las probetas con los recubrimientos de 5 mm y alambres de grafila ligera, mediana y profunda.

La Figura 13 muestra los registros experimentales de la carga transferida al hormigón frente a la apertura de la grieta longitudinal del prisma de hormigón, medida en la cara superior de la probeta (extensómetro 3 de la Figura 10), en las probetas con recubrimiento de 5 mm, para las tres profundidades de grafila. Se puede observar como en cada curva hay un claro punto de quiebro que corresponde a la apertura de la grieta longitudinal, manifestado en un rápido crecimiento de la lectura del extensómetro. La carga correspondiente a la propagación de la grieta coincide, lógicamente, con el punto de quiebro observado en las Figuras 11a, 11b, 11c y 12 y confirma la interpretación hecha al comentar dichas figuras.

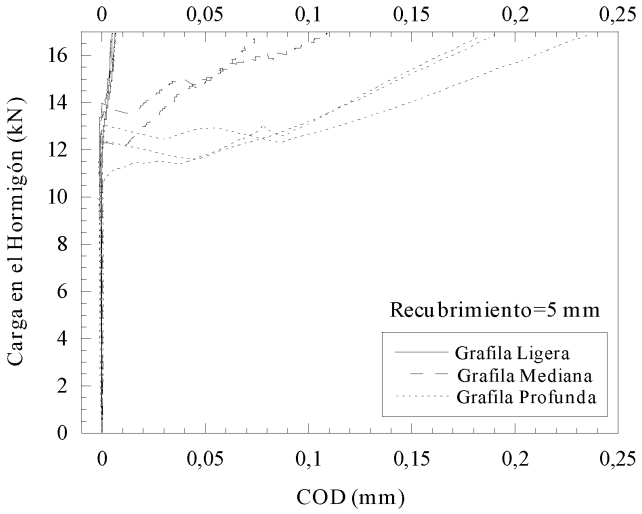


Figura 13. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente a la apertura de la grieta longitudinal de la probeta para las probetas con los recubrimientos de 5 mm y alambres de grafila ligera, mediana y profunda.

La Figura 14 muestra los registros experimentales de la carga transferida al hormigón frente a la penetración del alambre medido en la cara superior de la probeta (extensómetro 2 de la Figura 10), correspondientes a las probetas con alambres de grafila mediana y recubrimientos 5, 9 y 13 mm. En las probetas con recubrimiento de 5 mm se observa un cambio brusco de la pendiente de las curvas, que corresponde a la carga de iniciación de la grieta longitudinal. Este resultado complementa los comentados hasta ahora para esas probetas, pues la propagación de la grieta longitudinal provoca un aumento del deslizamiento relativo entre el alambre y el hormigón, produciéndose una mayor penetración del alambre en las caras superior e inferior de la probeta. Análogos resultados se han obtenido con las probetas con alambre de grafila profunda. En las probetas con alambre de grafila ligera y recubrimiento de 5 mm el cambio de pendiente no es tan brusco debido a que la apertura de la grieta longitudinal es menor en estas probetas, como puede observarse en la Figura 13.

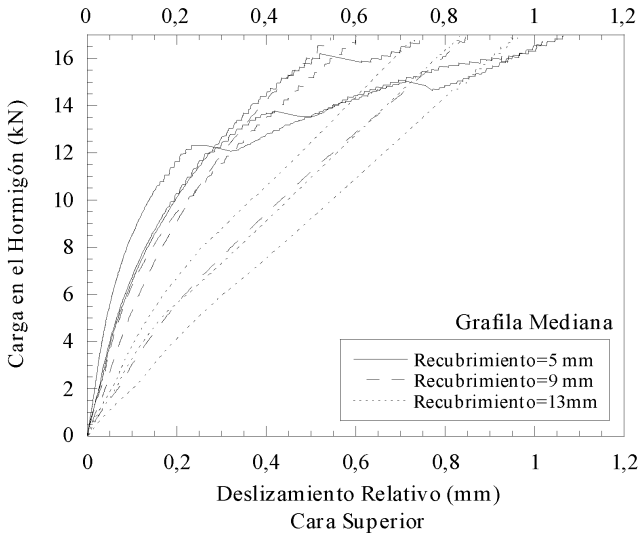


Figura 14. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta, para las probetas con alambre de grafila mediana y recubrimientos de 5,9 y 13 mm.

Los registros experimentales de la carga transferida al hormigón frente a la penetración del alambre en la cara inferior de las probetas son prácticamente iguales a las presentadas de la cara superior, por lo que no se han incluido en esta publicación.

2.5. Modelo de cálculo

Existen diversos modos de abordar la simulación numérica de la adherencia acero-hormigón; en [11] y [19] se presenta un resumen y se analizan sus ventajas e inconvenientes. En este trabajo se ha partido de la idea propuesta por Cox y Hermann [21] y [22] de aplicar la formulación de la plasticidad clásica a la adherencia. En nuestro caso adoptamos parámetros para el modelo de cálculo con significado físico claro, experimentalmente medibles mediante ensayos independientes. La fractura del hormigón se ha modelizado siguiendo la formulación de la fisura cohesiva [23]; el modelo predice si hay una grieta cuánto se abre y su profundidad. El modelo se ha incorporado a un programa de elementos finitos comercial mediante el desarrollo y la programación de un elemento de intercara y predice las tensiones tangenciales y normales desarrolladas entre el hormigón y la armadura, su deslizamiento relativo y el posible proceso de rotura del hormigón alrededor de la armadura. Una exposición detallada del modelo de cálculo se encuentra en [11].

Planteamiento del problema

La Figura 15 muestra los dos mecanismos presentes y que es necesario contemplar para plantear la solución del problema con sentido físico. Por un lado está el posible agrietamiento del hormigón en la dirección radial a la armadura como consecuencia del anillo de tracciones provocado por el efecto Hoyer, descrito en la introducción. Por otro lado, está el fenómeno de intercara mediante el que se transmiten tensiones normales y tangenciales entre el hormigón y la armadura, que depende de las características mecánicas del hormigón y de las geométricas y mecánicas de la armadura. Lógicamente ambos procesos están acoplados. La rotura del hormigón se modeliza siguiendo la formulación de la fisura cohesiva [23] y el fenómeno de intercara hormigón-armadura mediante una formulación plástica.

Modelo de adherencia-deslizamiento

- Tensiones y deformaciones

Se adopta simetría axial en el comportamiento de la adherencia-deslizamiento de la discontinuidad entre el alambre y el hormigón. Esto supone que la asimetría axial de la grafila del alambre, el agrietamiento local del hormigón en torno a la grafila del alambre y las heterogeneidades locales del hormigón son implícitamente promediadas en la definición de las tensiones y deformaciones generalizadas empleadas en el modelo. Además, se adopta la homogeneización de las tensiones en la intercara del alambre grafilado y el hormigón, para ello se considera como elemento unidad de intercara la superficie total del alambre que incluye un ciclo de grafila y de longitud igual al espaciamiento entre grafilas.

- Superficie de rotura y su evolución

La intercara entre el hormigón y el alambre es una discontinuidad que transmite tensiones tangenciales y normales y que presenta *dilatancia*. Así, para la adecuada simulación de la adherencia es necesario tener en cuenta la interacción entre la tensión normal al alambre (dirección radial), σ, y la tensión tangencial (tensión de adherencia), τ, entre el alambre y el hormigón. Se asume que la intercara entre el alambre y el hormigón agota su capacidad cuando la combinación de estas dos tensiones alcanza la superficie de rotura, $F(\sigma,\tau)=0$, que juega un papel similar a la superficie de plastificación en plasticidad clásica. En este trabajo se adopta la formulación de Carol *et al*. [24], adaptada por Gálvez *et al*. [25]:

$$F = \tau^2 - 2c\tan\phi_f\,(\sigma_\tau - \sigma) - \tan^2\phi_f\,(\sigma^2 - \sigma_t^2) \qquad (1)$$

donde c es la cohesión (valor de la tensión tangencial que agota la intercara cuando la tensión normal es nula), ϕ_f el ángulo de fricción entre la armadura y el hormigón, y σ_t la resistencia a tracción de la intercara en la dirección normal al eje del alambre (valor de la tensión normal de tracción que agota la intercara cuando la tensión tangencial es nula). La Figura 16 muestra la superficie de rotura y su evolución a medida que el alambre desliza dentro del hormigón. El desarrollo del modelo numérico se presenta de forma detallada en [11] y [19].

- Dilatancia

El deslizamiento relativo entre el alambre y el hormigón, además de provocar tensiones tangenciales en la intercara, induce una apertura normal entre uno y otro. Este fenómeno se denomina *dilatancia* y se debe a que la grafila del alambre impide el deslizamiento relativo entre el alambre y el hormigón si no se despegan a la vez. El modelo desarrollado contempla la dilatancia.

2.6. Simulación de los resultados experimentales

El modelo desarrollado se ha contrastado con los resultados experimentales presentados en la primera parte de este trabajo.

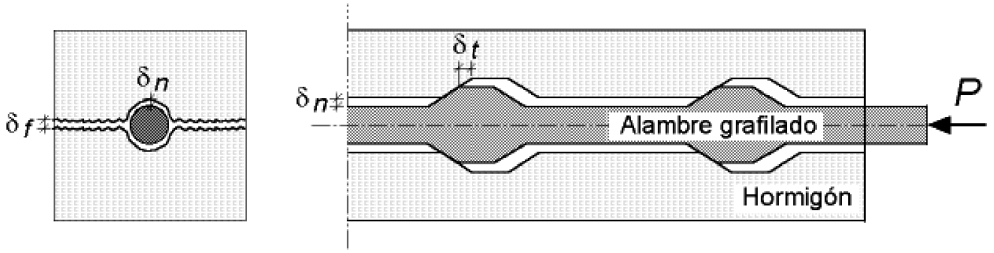


Figura 15. Procesos que deben ser contemplados por el modelo de cálculo: a) agrietamiento longitudinal del hormigón; b) deslizamiento relativo entre el alambre y el hormigón con *dilatancia*.

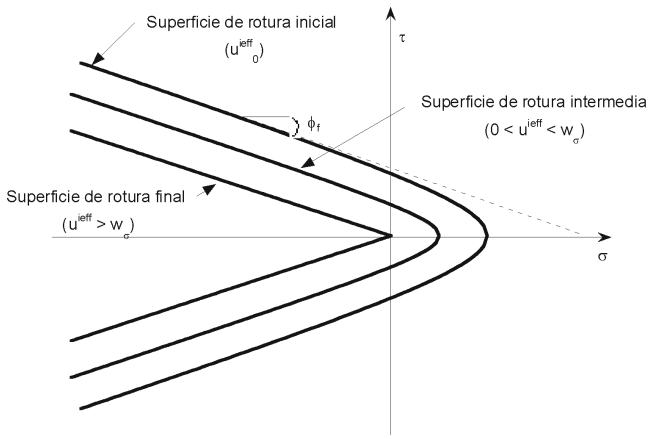


Figura 16. Superficie de rotura y su evolución empleada para simular el comportamiento del alambre al tratar de deslizar dentro del hormigón.

En este apartado se reproducen los resultados experimentales de las probetas con menor recubrimiento del alambre, que fueron las únicas que presentaron fisuración longitudinal, en la dirección de la armadura, durante el ensayo. Las propiedades mecánicas del hormigón y el alambre empleadas en la simulación fueron las que se midieron durante los ensayos y aparecen recogidas en la Tabla 2.

La Figura 17 muestra la malla de elementos finitos empleada en los cálculos. Por condiciones de simetría sólo se modelizó un cuarto de probeta. Para modelizar el hormigón y el acero se emplearon 30 y 16 elementos de ocho nodos respectivamente. Se incorporaron 30 elementos de intercara entre el alambre grafilado y el hormigón a lo largo de la superficie de contacto. Se situaron 30 muelles conectando los nodos inferiores de los elementos de hormigón con el suelo. Estos muelles representan la fisura longitudinal en el hormigón según el modelo de la fisura cohesiva. El hormigón y el acero del alambre grafilado fuera de la intercara se modelizaron como materiales elásticos lineales.

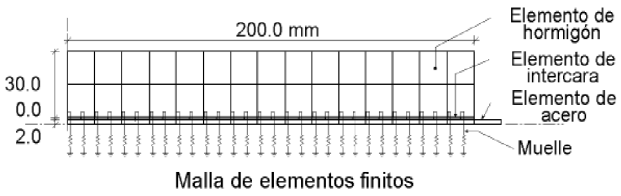


Figura 17. Malla de elementos finitos empleada en los cálculos.

El análisis se realizó por medio de un procedimiento incremental, imponiendo una carga sobre el extremo libre del alambre. Se empleó el algoritmo de la longitud de arco de Riks [26], utilizando el método de Newton-Raphson para la resolución del sistema de ecuaciones.

Las Figuras 18a, 18b y 18c muestran los registros experimentales y la predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal del prisma de hormigón para las probetas con grafila ligera, media y profunda respectivamente. Conviene destacar que el punto observado experimentalmente a partir del cual disminuye el acortamiento longitudinal del prisma de hormigón, debido a la iniciación de la grieta longitudinal en el prisma de hormigón, es reproducido con exactitud por el modelo de cálculo. Además, la predicción numérica se ajusta adecuadamente a los registros experimentales.

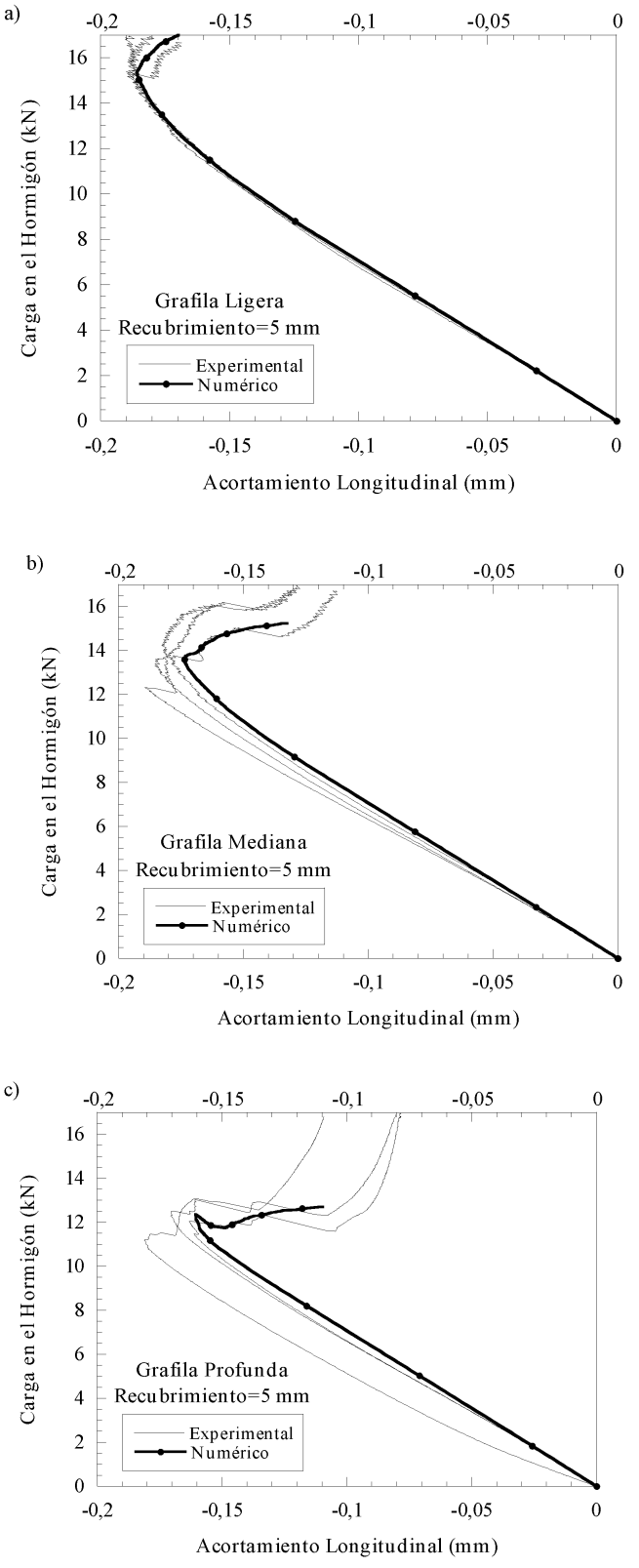


Figura 18. Predicción numérica y curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta para las probetas con recubrimiento de 5 mm y alambre de: a) grafila ligera, b) grafila mediana y c) grafila profunda.

La Figura 19 muestra los registros experimentales y la predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente a

la apertura de las grietas longitudinales medidas en la cara superior del prisma de hormigón. Se puede observar que para cada profundidad de grafila hay un punto de quiebro que corresponde a la apertura de la grieta longitudinal, manifestado en un rápido crecimiento de la lectura del extensómetro. La carga correspondiente a la propagación de la grieta corresponde, lógicamente, con el punto de quiebro observado en las Figuras 18a, 18b y 18c y confirma la interpretación hecha al comentar dichas figuras. La predicción numérica ajusta de forma adecuada con los registros experimentales y predice bien el punto de quiebro correspondiente a la apertura de la grieta longitudinal, así como la evolución de su apertura a lo largo del ensayo y la forma de la curva.

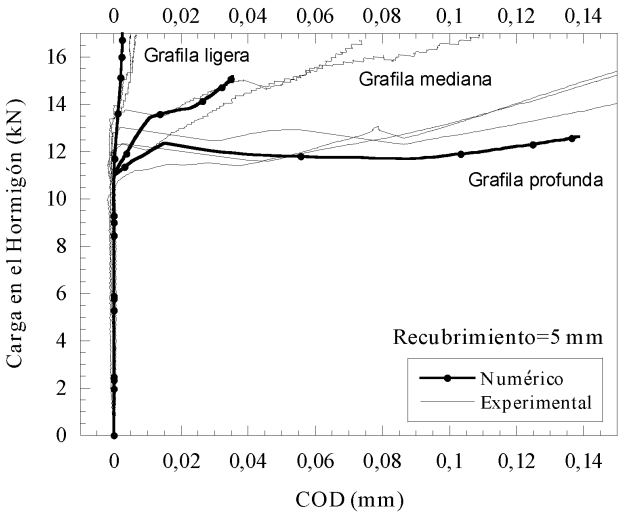


Figura 19. Predicción numérica de las curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente a la apertura de la grieta longitudinal de la probeta para las probetas con recubrimiento de 5 mm y alambres de grafila ligera, mediana y profunda.

La Figura 20 muestra los registros experimentales y la predicción numérica de la carga transferida al hormigón frente a la penetración del alambre medido en la cara superior del prisma de hormigón para las probetas con alambre de grafila

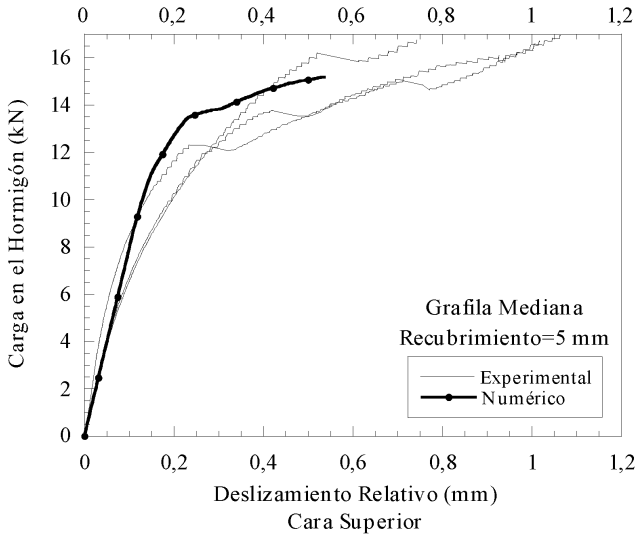


Figura 20. Predicción numérica y curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta, para las probetas con alambre de grafila mediana y recubrimiento de 5 mm.

mediana y recubrimiento de 5mm. La predicción numérica se ajusta adecuadamente a los registros experimentales, predice bien el cambio de pendiente de las curvas y la forma de la curva. Análogos resultados se obtuvieron para las probetas con alambre de grafila ligera y profunda.

3. CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO

En el campo experimental se ha propuesto un procedimiento de ensayo que permite estudiar el agrietamiento longitudinal del hormigón durante la tranferencia de la fuerza de pretensado en elementos pretensados rectos. De los ensayos realizados con 27 probetas pretesas con 3 recubrimientos y 3 profundidades de grafila, se pueden hacer los siguientes comentarios :

a) El agrietamiento longitudinal del hormigón se manifiesta claramente en las probetas con menor recubrimiento por una disminución del acortamiento longitudinal de la probeta a partir de una cierta fuerza de pretensado transferida. Esta fuerza de pretensado crítica es menor cuanto mayor es la profundidad de la grafila en el alambre de pretensado.

b) La medida de la apertura de la grieta longitudinal ha permitido confirmar la aparición de dicha grieta durante el proceso de transferencia de la fuerza de pretensado y medir exactamente la fuerza de pretensado transferida que agrieta el hormigón. Además, se ha comprobado experimentalmente que cuanto mayor es la profundidad de grafila mayor es la apertura de la grieta longitudinal.

c) Una mayor profundidad de grafila conduce a una mejor adherencia entre el hormigón y el acero, manifestada en un menor deslizamiento relativo y en un mayor acortamiento del prisma de hormigón para una misma fuerza de pretensado transferida. Sin embargo, debe tenerse presente que la mayor profundidad de grafila favorece el agrietamiento longitudinal del hormigón y aumenta la apertura de las grietas longitudinales.

d) Los resultados experimentales presentados permiten verificar los modelos analíticos y numéricos que se desarrollen para modelizar la interacción entre el hormigón y la armadura contemplando el agrietamiento longitudinal del hormigón durante el proceso de transferencia de la fuerza de pretensado.

En el campo numérico se ha propuesto un modelo de cálculo de la adherencia entre el alambre pretensado y el hormigón en elementos estructurales pretensados que contempla la aparición de grietas longitudinales, en la dirección del alambre, y la pérdida de adherencia debida a la disminución del confinamiento del alambre por la fisuración longitudinal del hormigón.

El modelo se ha contrastado con los ensayos realizados con probetas prismáticas de hormigón pretensado en las que se ha realizado la transferencia de la fuerza de pretensado de forma controlada. Es importante destacar que el modelo predice adecuadamente, para las tres profundidades de grafila, los distin-

tos registros experimentales, y que lo hace a partir de parámetros del material que tienen sentido físico y que pueden medirse experimentalmente.

La experimentación realizada y el procedimiento de cálculo propuesto permiten avanzar en la búsqueda de expresiones más afinadas de la longitud de transferencia de la fuerza de pretensado, tanto para hormigones convencionales como para hormigones especiales. En este sentido, la actividad desarrollada por los autores en el seno del Comité 9.11 de *fib* (fédération internationale du betón) "Testing the bond capacity of tendon anchorages", está encaminada a mejorar el tratamiento que se hace del problema y la normativa que lo rige.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la empresa EMESA Trefilería S.A. y en especial a su Director Técnico, D. Luis Del Pozo, la valiosa colaboración prestada. También agradecen al Ministerio de Ciencia y Tecnología las ayudas económicas concedidas a través de los proyectos PB97-0579 y MAT2001-3863-CO3-02.

4. REFERENCIAS

[1] Calavera, J. "Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación". 5ª Ed., INTEMAC 2002.

[2] UNE 36094. "Alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado", AENOR, 1997.

[3] Janney, J. R. "Nature of bond in pretensioned prestressed concrete", *ACI Journal*, V. 25, No. 9, May 1954, pp. 717-736.

[4] Páez, A. "El hormigón pretensado". Ed. Bellisco, 1989.

[5] A.C.I. Committee 318, "Building code requirements for reinforced concrete" (ACI 318/89) and "Commentary" (ACI 318R-89). American Concrete Institute. Detroit 1989.

[6] Holmberg, A., Lindgren, S. "Anchorage and prestress in pretensioned concrete". National Swedish Building Research. Document D1/1970.

[7] Base, G.D. "An investigation of transmission length in pretensioned concrete". Research Report 5. Cement and Concrete Association. 1958.

[8] Hanson, H. , Kaar, P.H. "Flexural bond tests of pretensioned prestressed concrete". ACI Journal, V. 55, nº 7, 1959, pp. 783-803.

[9] Hoyer, E. y Friedich, E. "Contributions towards the question of bond strength in reinforced concrete members", Beton und Eisen, V. 38, nº6, 1970, pp. 107-110 (en alemán).

[10] Abrishami, H., Mitchell, D. "Bond characteristics of pretensioned strand". ACI Materials Journal, V. 90, No. 3, May-June 1993, pp. 228-235.

[11] Tork, B.S. "Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado", Tesis Doctoral dirigida por J.C. Gálvez, Universidad Politécnica de Madrid, 1999.

[12] Tepfers, R. "A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars", Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Pub. 73:2, Goteborg, Sweden, 1973, 328 pp.

[13] Cairns, J. y Jones, K. "The splitting forces generated by bond", *Magazine of Concrete Research*, V. 47, nº 171, 1995, pp. 153-165.

[14] Cairns, J. y Jones, K. "An evaluation of the bond-splitting action of ribbed bars", ACI *Materials Journal*, V. 93, nº 1, 1996, pp. 10-19.

[15] Gambarova, P.G., Rosati, G.P., Zasso, B. "Steel-to-concrete bond after concrete splitting: constitutive laws and interface deterioration". *Materials and Structures*, V. 22, No. 131, September 1989, pp. 347-356.

[16] Den Ujil, J.A. "Bond and splitting action of prestressing strand", Vol. 1, CEB-RTU, Riga (Latvia), 1992, pp. 2.79-2.88.

[17] Tork, B.S., Gálvez, J.C., Planas, J. y Elices, M. "Fisuración longitudinal de elementos pretensados durante la transferencia de la fuerza de pretensado I. Parte experimental", *Hormigón y Acero*, nº 212, 1999, pp. 61-71.

[18] Tork, B.S., Gálvez, J.C., Planas, J. y Elices, M. "Fisuración de viguetas pretensadas", *Anales de Mecánica de la Fractura*, nº 16, 1999, pp. 314-319.

[19] Tork, B.S., Gálvez, J.C., Planas, J. y Elices, M. "Fisuración longitudinal de elementos pretensados durante la transferencia de la fuerza de pretensado II. Modelización numérica.", *Hormigón y Acero*, nº 216, 2000, pp. 87-101.

[20] Gálvez, J.C, Tork, B.S. y Planas, J. "Concrete splitting during the release of prestressing force in indented wires ", Bond in Concrete- from Research to Standards, FIB, ACI and JCI, G.L. Balázs, P.J.M. Bartos, J. Cairns and A. Borosnyói (Ed.), Budapest, Hungary, 2002, pp. 95-102.

[21] Cox, J. y Herrmann, L. "Development of a plasticity bond model for steel reinforcement", *Mechanics of Cohesive Materials,* nº 3, 1998, pp. 155-180.

[22] Cox, J. y Herrmann, L. "Validation of a plasticity bond model for steel reinforcement", *Mechanics of Cohesive Materials*, nº 4, 1999, pp. 361-389.

[23] Hillerborg, A., Modéer, M. y Petersson, P. "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements", *Cement and Concrete Research*, nº 2, 1976, pp. 773-782.

[24] Carol, I., Prat, P. y López, M. "Normal/shear cracking model: application to discrete crack analysis", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, V. 123, 1997, pp. 765-773.

[25] Gálvez, J.C., Saouma, V., Cendón, D.A. y Cervenka, J. "A discrete crack approach to normal/shear cracking of concrete", *Cement and Concrete Research*, V. 32, nº 10, 2002, pp. 1567-1585.

[26] Riks, E. "An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems", *Journal of Solids and Structures*, V. 15, 1979, pp. 529-551.

Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en hormigones de alta resistencia a muy corto plazo

A study on prestressed tendons bond to HSC in very short time spans

J. R. Martí Vargas
♦
P. Serna Ros
♦
M. A. Fernández Prada
♦
P. Miguel Sosa
♦
C. Arbeláez Jaramillo

Grupo de Investigación ADITEC. Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil. Universdad Politécnica de Valencia

RESUMEN

Se ha realizado una investigación para profundizar en el conocimiento del comportamiento adherente de las armaduras pretesas en hormigones de alta resistencia (HAR). Se ha concebido un ensayo para la determinación de las características de adherencia de las armaduras pretesas al hormigón por medio de las longitudes de transmisión y anclaje. La novedad más destacable del ensayo estriba en que permite determinar la longitud de anclaje de una armadura tras la transmisión del esfuerzo de pretensado. Se ha desarrollado un programa experimental para evaluar la adherencia de cordones de acero de pretensar de 7 alambres en HAR, y se ha analizado la influencia que ejercen, sobre la adherencia, variables como la dosificación del hormigón, la edad de destesado, la sección transversal del elemento, el nivel de tesado, la energía de compactación del hormigón y las velocidades de aplicación de la carga durante las operaciones de destesado y arrancamiento.

SUMMARY

We have carried out an investigation to study the bond behavior of prestressed reinforcement in high strength concrete (HSC). We have designed a new test to determine the bond characteristics of prestressing strands by means of the transfer and development lengths. As most remarkable innovation, this test allows to determine the development length after the transmission of prestressed. We have developed an experimental program to assess the bond between strands a 7 wires and high performance concrete at early age. We have analysed the influence on bond of variables such as the dosification of concrete, the age of release, the transversal section of the element, the level of stress, the energy of concrete compacting and the speeds of load applications during release and pull-out operations.

1. INTRODUCCIÓN

El Grupo de Investigación de Análisis, Diseño y Tecnología de la Construcción (ADITEC) inició en 1999 una línea de investigación sobre la "Adecuación de la tecnología del hormigón de alta resistencia a la prefabricación de elementos con armaduras pretesas", investigación que se está llevando a cabo en el seno del Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia.

En esta investigación colaboran las empresas del Grupo PREVALESA, empresas punteras en el sector de los prefabricados de hormigón, e ISOCRON, empresa especializada en la fabricación de aditivos para hormigón.

A lo largo del desarrollo de la investigación se ha obtenido la siguiente financiación institucional:

- **PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**: Adecuación de la tecnología del Hormigón de Alta Resistencia a la prefabricación de elementos con armaduras pretesas.

- **Entidad financiadora**: IMPIVA (Instituto de la Mediana y Pequeña Industria Valenciana). Conselleria de Industria y Comercio de la Generalitat Valenciana.
- **Programa**: IMTEIE-P. Innovación Tecnológica. I+D+I Empresas con Centros
- **Referencia**: IMTEIE/2000/85
- **Duración**: desde 14/07/2000 hasta 14/07/2002
- **Investigador principal**: Pedro Serna Ros
- **Importe de la subvención**: 51855 €
- **Investigadores del Proyecto**: 5

• **PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**: Estudio de la adherencia de tendones de pretensado a Hormigón de Alta Resistencia a muy corto plazo.

- **Entidad financiadora**: Ministerio de Educación y Cultura.
- **Programa**: Plan Nacional de I+D+I (2000-2003). Proyectos de Investigación Científica y Desarrollo Tecnológico (Modalidad P4)
- **Referencia**: MAT2000-0346-P4-03
- **Duración**: desde 01/01/2001 hasta 31/12/2003
- **Investigador principal**: Pedro Serna Ros
- **Importe de la subvención**: 90152 €
- **Nº total investigadores del Proyecto**: 5

2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

En las industrias de elementos prefabricados de hormigón pretensado con armaduras pretesas uno de los momentos cruciales del proceso de fabricación es el de la transferencia del pretensado. En ese instante el hormigón debe tener suficiente resistencia para soportar tensiones que pueden ser muy elevadas y además debe ser capaz de aceptar la transferencia de esfuerzos de las armaduras activas, por adherencia.

Por esta razón es lógico que se preste especial atención a la capacidad resistente del hormigón en los primeros días, o incluso horas de su vida. Cuanto antes se alcance la resistencia necesaria, antes se podrá proceder al destesado y con ello se conseguirá un mayor rendimiento de las instalaciones, aumentando la productividad al reducir los plazos de fabricación.

De forma similar a otros códigos nacionales e internacionales, la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE) limita la aplicación de su articulado a los hormigones tradicionales, si bien incluye un anejo (Anejo 11: *Recomendaciones para hormigones de alta resistencia*) en el que se define hormigón de alta resistencia (HAR) como aquel hormigón cuya resistencia característica a compresión, en probeta cilíndrica de 15x30 cm, a 28 días, supera los 50 N/mm^2, y en el que se desarrolla una serie de prescripciones relativas a estos materiales, tanto en lo relacionado con sus materiales constituyentes como en la tecnología de sus aplicaciones y los criterios de diseño.

Estos criterios de diseño están basados en investigaciones y experiencias previas, si bien todavía quedan grandes parcelas en las que se carece de los necesarios conocimientos. En estos casos, las instrucciones suelen proponer recomendaciones que quedan del lado de la seguridad.

La Instrucción EHE contempla aspectos relativos a la adherencia de las armaduras activas al hormigón únicamente en el Artículo 67.4, en el que se indica que "las longitudes de transmisión y anclaje se determinarán, en general, experimentalmente".

Sin embargo, la Instrucción EHE no hace alusión a ningún método de ensayo para determinar estas longitudes. Sólo en el Anejo 2 "Relación de Normas UNE" figura la norma UNE 7.436:1982 – *Método de ensayo para la determinación de las características de adherencia de las armaduras de pretensado*.

La norma UNE 7.436:1982 no ha sido aplicada de forma generalizada, encontrándose escasas investigaciones, como la realizada en la Universidad de La Coruña para estudiar la adherencia de cordones de pretensado en hormigones ligeros, en las que se han realizado ensayos basados en dicha norma. Asimismo, se han detectado serias dificultades para su materialización en el Instituto Eduardo Torroja. Además, el desarrollo del HAR es posterior a la fecha de redacción de dicha norma UNE (1982), por lo que se desconoce la viabilidad de la aplicación de dicho ensayo a HAR.

Por otro lado, la norma UNE 36094:1997 – *Alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado*, en la que se especifican las características de normalización de estas armaduras activas, no contempla ningún requisito relativo a la adherencia.

Consiguientemente, por lo que respecta al HAR, la adherencia de las armaduras activas al hormigón es un fenómeno bastante desconocido en la actualidad.

Ahora bien, el nivel tecnológico del que puede disponer actualmente una buena empresa en lo relativo al control de materias primas, dosificación, amasado, vertido y compactación del hormigón le permite obtener hormigones que superan los límites de aplicación de la instrucción EHE. Alcanzar 50 MPa de resistencia a compresión a 28 días no suele ser difícil con estos medios, especialmente si se busca alta resistencia a compresión a corto plazo.

Nos encontramos, por tanto, en una situación de vacío normativo por lo que respecta a la determinación de las condiciones de adherencia de las armaduras pretesas en hormigones de alta resistencia. Además, se han detectado deficiencias en la adherencia de las armaduras pretesas al hormigón, según indica el Informe Stresscon sobre *Garantía de adherencia de*

las armaduras de pretensado del PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute, Agosto de 1996).

Por todo lo anterior, queda justificada la necesidad de profundizar en el conocimiento del comportamiento adherente de las armaduras pretesas al hormigón, sobre todo en el caso de hormigón de alta resistencia a muy corta edad.

3. PLANTEAMIENTO GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN

La línea de investigación mencionada se compone de dos fases, respondiendo al siguiente planteamiento general:

FASE 1: Obtención de Hormigón de Alta Resistencia

- Mejora del proceso de fabricación del hormigón, mediante la introducción de controles en la dosificación y la mejora de los sistemas de amasado y compactación del hormigón.
- Estudio de dosificaciones de HAR a partir del empleo de materiales constituyentes de procedencia local y, preferiblemente, a partir de los materiales ya utilizados por las empresas participantes en el Proyecto. Las dosificaciones se establecerán de modo que permitan alcanzar los siguientes objetivos:
  - Obtención de altas resistencias a medio plazo (80-90 MPa de resistencia característica a compresión del hormigón a 28 días) para conseguir un mejor comportamiento de las estructuras de hormigón a lo largo de su vida útil y una mayor durabilidad.
  - Obtención de altas resistencias a muy corto plazo (50-60 MPa a 24 horas) con la finalidad de reducir el tiempo que debe transcurrir para poder efectuar el destesado de un elemento de hormigón pretensado con armaduras pretesas.
- Análisis del comportamiento mecánico de los HAR obtenidos.

FASE 2: Estudio del comportamiento adherente

- Estudio y adecuación de los diferentes métodos de ensayo para caracterizar la adherencia de las armaduras pretesas al HAR.
- Estudio del fenómeno de transmisión de la fuerza de pretensado introducida en las armaduras activas pretesas al hormigón, para los HAR obtenidos con las dosificaciones propuestas anteriormente.

4. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Obtención de Hormigón de Alta Resistencia

Para cubrir la Fase 1 de la investigación se partió del estudio de granulometrías ya investigadas en el Laboratorio del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Valencia, aplicando las conclusiones obtenidas en cuanto a la optimización de los áridos y otros componentes.

Las variables que se analizaron en esta fase fueron:

- Tipo de cemento (CEM I – 42,5R y 52,5R)
- Cuantía de cemento (400Kg/m^3, 450Kg/m^3, 500Kg/m^3)
- Tipo y proporción de adición
- Tipo y proporción de aditivo
- Relación Agua efectiva / Cemento
- Método de compactación

Se estudió como variables respuesta:

- Resistencia a compresión a 24 horas
- Resistencia a compresión a 28 días
- Trabajabilidad

Aunque el objetivo establecido fue la obtención de resistencias superiores a 50 MPa a 24 horas, se mantuvo desde el principio la intención de que los hormigones obtenidos fueran cómodamente colocables en obra por lo que se impuso la necesidad de manejar consistencias que así lo permitieran y, por ello, dichas resistencias debían ir acompañadas de asientos en el ensayo del cono de Abrams de alrededor de 18 cm.

Con el fin de analizar estas variables se programó un diseño de experimentos para ser analizados mediante un tratamiento estadístico multivariante y la obtención de las correspondientes regresiones que las correlacionan.

Previamente a la elaboración del diseño de experimentos se efectuaron unas fases experimentales previas con el objetivo de fijar aquellas variables que pudieran optimizarse por separado:

- Selección del método de compactación
- Selección del tipo de cemento
- Selección de la adición
- Preselección de los aditivos

Estas fases previas sirvieron tanto para fijar variables como para familiarizarnos con el comportamiento de este tipo de materiales frente a diferentes procesos de fabricación.

En las figuras 1 y 2 se ilustran algunos momentos del desarrollo de la investigación.

Dado que se pretendía realizar un estudio comparativo se decidió seleccionar tres tipos de hormigón con las siguientes condiciones:

- Hormigón tipo A: debía ser un hormigón especialmente diseñado para obtener las mejores resistencias en el

menor tiempo posible y que además permitiera ser considerado como de elevadas resistencia a largo plazo.

- Hormigón tipo B: se planteó como un hormigón de los considerados de alta resistencia en la bibliografía tradicional. Para ello se utilizó una dosificación sancionada por la experiencia en trabajos de investigación desarrollados previamente en el Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil.

- Hormigón tipo C: debía ser un hormigón en cuya dosificación primasen las exigencias económicas, pensando en la mayor rentabilidad del material. En él se debía evitar la utilización de adiciones y aditivos de últimas generaciones y se intentaría conseguir las resistencias con la menor cantidad de cemento posible. Para su definición se partió de la experiencia en las fábricas de las empresas colaboradoras.

Las dosificaciones y propiedades mecánicas de los hormigones seleccionados se indican en las tablas 1 a 3.

4.2. Estudio del comportamiento adherente

Dado que actualmente no existe un ensayo que permita determinar las longitudes de transmisión y de anclaje y que simultáneamente reúna las características de sencillez, economía y representatividad, uno de los principales objetivos de la presente investigación ha consistido en diseñar un método de

Tabla 1. Dosificación de los hormigones analizados

Tipo de Hormigón	Cemento "C" (kg/m³)	Humo de Sílice "S" (kg/m³)	Agua / Conglom. A/ (C + S)	Aditivo		Áridos (kg/m³)			Consist. (cm)
				Tipo	Dosific. % s/C	Grava	Arena rodadas	Arena Machac.	
A	500	—	0.3	FM-206	2	984	907	—	22
B	450	50	0.3	FM-206	2	984	907	—	20
C	430	—	0.4	Sikament 500	2	806	894	168	8

Tabla 2. Resistencias a compresión de los hormigones analizados (MPa)

Edad de ensayo / Temperatura de curado		24 horas			28 días		
		6º	13º	20º	6º	13º	20º
Tipo de hormigón	A	37.5	48.5	**66.5**	104.5	84.5	109.0
	B	27.5	49.0	**62.0**	86.5	95.0	99.0
	C	36.5	43.0	**55.5**	84.5	79.5	89.5



Figura 1. Vertido del aditivo durante el proceso de amasado.

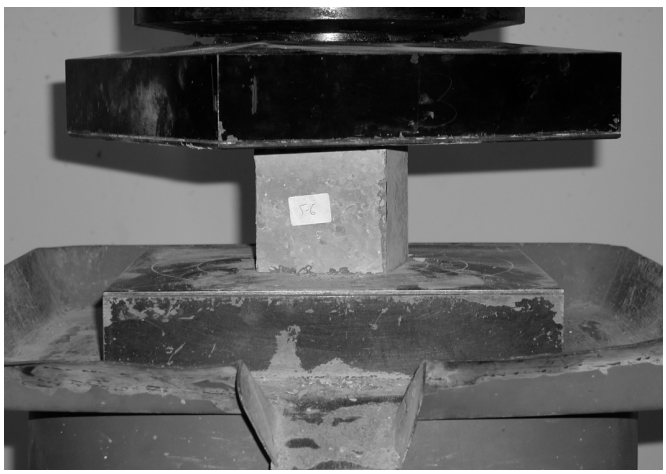


Figura 2. Ensayo a compresión simple en probeta cúbica de 10 cm de arista.

Tabla 3. Resistencias a tracción indirecta de los hormigones analizados (MPa)

Edad de ensayo		24 horas			28 días		
Temperatura de curado		6º	13º	20º	6º	13º	20º
Tipo de hormigón	A	2.8	3.4	**4.7**	5.2	6.5	7.5
	B	3.1	4.1	**4.7**	5.4	5.4	5.7
	C	2.7	3.5	**4.2**	5.2	5.4	6.2

ensayo tal que, evitando la utilización de dispositivos de medida internos en los elementos a ensayar (para no distorsionar el fenómeno de la adherencia) permita reproducir de manera secuencial sobre una misma pieza de hormigón las operaciones de transmisión del pretensado y de puesta en servicio, a los efectos de analizar el comportamiento adherente por transmisión y por anclaje.

Una vez diseñado el método de ensayo se ha materializado el equipamiento necesario para la realización del mismo, con la finalidad de abordar el estudio experimental del comportamiento adherente a muy cortas edades de cordones de 7 alambres pretesos en los hormigones de alta resistencia obtenidos en Fase 1 de la línea de investigación.

Asimismo, constituye uno de los objetivos fundamentales de la investigación conocer la sensibilidad del ensayo diseñado. Por ello, se ha desarrollado un programa experimental para analizar la influencia que ejercen, sobre la adherencia, las principales variables, entre ellas:

- la longitud adherente
- la dosificación del hormigón
- la edad de destesado
- la sección transversal del elemento
- el nivel de tesado
- el nivel de tensiones en el hormigón
- la energía de compactación del hormigón
- la velocidad de aplicación de la carga durante la operación de destesado
- la velocidad de aplicación de la carga durante la operación de arrancamiento

Finalmente, se han cuantificado las longitudes de transmisión y anclaje para los materiales empleados, con la finalidad de contrastar los resultados obtenidos mediante el método de ensayo diseñado y los que derivarían de la aplicación de técnicas ya conocidas, tales como la medición de deformaciones longitudinales en el hormigón o la medición de los deslizamientos relativos armadura-hormigón.

4.2.1 Método de ensayo "ECADA"

El ensayo ECADA (Ensayo de Caracterización de la Adherencia de armaduras pretesas mediante operaciones de Destesado y Arrancamiento) se fundamenta en el desarrollo secuencial de las situaciones de transmisión y anclaje sobre un elemento de hormigón. Para ello se utiliza un bastidor de pretensado en uno de cuyos extremos se ha dispuesto un "sistema" especialmente diseñado para este fin y que cumple:

- su rigidez es similar a la del elemento a ensayar, y
- permite medir la fuerza soportada por la armadura en cada momento.

Tras la puesta en tensión de la armadura se fabrica la probeta de hormigón junto al extremo del bastidor en el que se sitúa el "sistema" (Figuras 3 y 4).

A la edad seleccionada para el ensayo se procede a la transmisión de fuerzas liberando el anclaje de la armadura situado en el lado opuesto al que se fabrica la probeta.

El método ECADA se basa en la medida de la fuerza realmente soportada por la armadura en el "sistema". Los resultados son conocidos durante la realización del ensayo y son fáciles de interpretar. Además, no precisa de instrumentación interior a la probeta, por lo que no queda distorsionado el fenómeno de la adherencia.

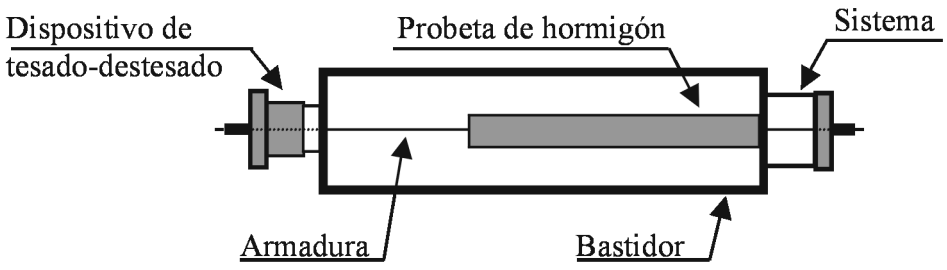


Figura 3. Esquema del equipo de ensayo.



Figura 4. Vista del bastidor de pretensado y del sistema acoplado al extremo de la probeta.

La longitud de transmisión puede determinarse ensayando una serie de elementos de diferente longitud y midiendo la fuerza transmitida en el "sistema", y corresponderá a la longitud adherente del elemento de menor longitud para el cual la fuerza transmitida alcanza el valor máximo de la serie.

Una vez realizado el destesado se accede a la armadura en el "sistema", procediendo a la operación de arrancamiento para el estudio del anclaje mediante la aplicación de una fuerza creciente sobre la armadura. De este modo, la longitud de anclaje corresponderá a la longitud adherente del elemento de menor longitud para el cual la tensión en la armadura alcanza el valor que se pretende anclar.

Esta operación se realiza, por tanto, después de haberse producido la transmisión de esfuerzos, y puede efectuarse incluso cuando la longitud adherente de la probeta es menor que la longitud necesaria para que se produzca la transmisión completa del pretensado.

La resolución en la determinación de las longitudes de transmisión y de anclaje dependerá de la secuencia de longitudes de los elementos ensayados.

La descripción detallada del fundamento del método de ensayo, del procedimiento y del equipo de ensayo, la instrumentación empleada, el procedimiento de determinación de la rigidez del "sistema" y la comparación de los resultados obtenidos con los de otros métodos de ensayo, se encuentra en el artículo "Ensayo ECADA para la caracterización de la adherencia de armaduras de pretensado", publicado en Hormigón y Acero nº 230.

4.2.2. Programa experimental para estudio de la adherencia

Una vez definido el método de ensayo se materializaron 6 bastidores de pretensado y 2 grupos hidráulicos desplazables, y se plantean como principales objetivos la determinación de las longitudes de transmisión y anclaje mediante el nuevo ensayo y el estudio de la influencia de las variables más relevantes que afectan a la adherencia.

Dado que *a priori* no se conocen las propiedades adherentes de los materiales a ensayar se procede por aproximaciones sucesivas.

Los valores iniciales quedan fijados a partir de la literatura científica y de las prescripciones de normas, así como por condicionantes establecidos por las empresas colaboradoras en la investigación. En la tabla 4 se presenta la relación de variables que se han contemplado en la experimentación, los valores iniciales de dichas variables y los valores o tendencias de estudio previstos que serán fijados en función de los resultados que se obtengan.

Como resultado de la combinación de algunas de las variables del programa experimental, se cubre un rango de nivel de tensiones de compresión en el hormigón comprendido entre $0.25f_c$ y $0.65f_c$.

Como armadura se han empleado cordones de acero de pretensar UNE 36094:97 Y 1860 S7 13.0, fabricados por Emesa-Trefilería, S.A. Las principales características recogidas en el certificado del fabricante son: sección 99.92 mm^2, carga de rotura 196.7 kN, límite elástico a 0.2% 174.4 kN, módulo de elasticidad 194200 N/mm^2.

El desarrollo del programa experimental ha supuesto la realización de un total de 51 ensayos, organizados en 11 tandas de probetas. Para el hormigonado de las 11 tandas se han elaborado 17 amasadas de 42 litros, realizándose 1 ó 2 amasadas en cada tanda en función de las longitudes y secciones de las probetas de ensayo y del tipo y número de probetas de control a confeccionar. El criterio aplicado ha consistido en abarcar el mayor número posible de probetas de ensayo con una misma amasada, contemplando a su vez un volumen de hormigón suficiente para la confección de las probetas de control necesarias con la finalidad de contrastar el hormigón ensayado con la caracterización de referencia.

5. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

Uno de los principales resultados derivados de la investigación realizada lo constituye la concepción del método de ensayo ECADA para la determinación de las características de adherencia de las armaduras pretesas al hormigón por medio de las longitudes de transmisión y anclaje.

La repetitividad y fiabilidad del ensayo ECADA ha sido constatada experimentalmente. Se trata, pues, de un ensayo representativo del fenómeno completo de la adherencia de las armaduras pretesas (transmisión y anclaje), sistemático, reproducible y de ejecución sencilla.

Este método de ensayo ha mostrado mayor fiabilidad que otras metodologías basadas en la medida de la penetración de la armadura en el hormigón durante la operación del destesado o de las deformaciones del hormigón.

Por otro lado, la experimentación con hormigones de alta resistencia ha puesto de manifiesto el hecho de que las longitudes de transmisión y anclaje pueden ser espectacularmente cortas en comparación con las longitudes resultantes de apli-

Tabla 4. Variables contempladas en el programa experimental

VARIABLE	VALOR INICIAL	PREVISIÓN DE VARIACIONES
Tipo de hormigón	A (optimizado)	B (con humo de sílice) C (sin optimizar)
Longitud de la probeta	—	a determinar
Fuerza de tesado	la correspondiente a una tensión de $0.75f_{pmáxk}$	estudiar tensiones de tesado inferiores
Sección transversal de probeta (cuadrada con cordón centrado)	10 cm de lado	8 y 6 cm de lado
Edad del hormigón al destesar	24 h	reducir / aumentar
Edad del hormigón al arrancar	24 h	reducir / aumentar
Velocidad de carga al destesar	Gradual	variar velocidad; destesado súbito
Velocidad de carga al arrancar	Gradual	variar velocidad
Energía de compactación	—	fijar la que permita una correcta ejecución

car las expresiones recogidas en normativa nacional e internacional.

Así, para el caso de hormigón tipo A, las longitudes de transmisión y anclaje a la edad de 24 horas son del orden de 40 cm. Además, en este caso la longitud adicional de anclaje requerida es nula, lo cual indica que es posible aumentar la tensión tangencial de adherencia durante la fase de arrancamiento en relación con la desarrollada al transmitir el pretensado.

También se han observado diferencias en el comportamiento adherente entre hormigones de diferente dosificación, aun teniendo similares valores de resistencia a compresión en el momento del ensayo. Esto indica que el parámetro de resistencia no es suficiente para determinar las propiedades adherentes.

Los resultados obtenidos en ensayos realizados sobre elementos de diferente sección transversal apuntan que el recubrimiento de hormigón necesario para que no se produzca hendimiento del hormigón durante la operación de destesado es del orden de 2.5 veces el diámetro nominal del cordón. Así, la sección de 6x6 cm^2 se ha mostrado insuficiente para transmitir de forma completa el pretensado. Los resultados, tanto durante la transmisión del pretensado como durante el arrancamiento, han sido similares en las probetas de sección 10x10 cm^2 y 8x8 cm^2.

En relación con las condiciones operativas del ensayo, los resultados obtenidos en el ensayo ECADA no han estado influenciados por las velocidades de aplicación de la carga durante el destesado, exceptuando los casos de aplicación súbita, resultando una longitud de transmisión mayor en el caso de destesado súbito. Por otro lado, los resultados obtenidos en el ensayo ECADA no han estado influenciados por la energía de compactación del hormigón aplicada a lo largo del programa experimental.

Se han obtenido resultados que permiten afirmar que puede lograrse el anclaje de la armadura en una probeta en la que previamente se haya producido transmisión incompleta del pretensado, lo que indica que la longitud de anclaje puede ser menor que la longitud de transmisión, todo ello realizando la operación de arrancamiento inmediatamente después de la operación de destesado. Ahora bien, cabe indicar que las determinaciones de longitud de anclaje se han realizado bajo la aplicación de carga monótona creciente considerando como único parámetro la tensión alcanzada en la armadura. Actualmente se ha ampliado el estudio experimental al caso de solicitaciones repetidas en la fase de arrancamiento y se ha definido una longitud de anclaje considerando como parámetros la tensión alcanzada en la armadura y la no admisión de deslizamientos relativos cordón-hormigón en el extremo libre de la probeta.

Finalmente, se ha constatado en la investigación que el comportamiento adherente en la fase de arrancamiento depende considerablemente del nivel de tesado introducido en la armadura, por la clara influencia que en los deslizamientos registrados en la fase de arrancamiento ejercen el efecto Poisson y el efecto Hoyer en función del nivel de tesado previo.

En la comunicación técnica "Adherencia de cordones pretesos en hormigones de altas prestaciones iniciales: resultados experimentales" presentada en el II Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras de Edificación se exponen en detalle los resultados experimentales relativos a longitudes de transmisión y anclaje obtenidas con el ensayo ECADA.

6. PRODUCCIÓN CIENTÍFICA

Como resultados relativos a la producción científica derivada de la investigación cabe citar los siguientes:

- 1 Tesis Doctoral
- 1 Patente registrada
- 3 Proyectos Final de Carrera de alumnos de la ETSI Caminos, Canales y Puertos
- Presentación de resultados en Congresos Nacionales:
  - Primer Congreso Nacional de Prefabricación, Madrid, Mayo 2002
  - VIII Congreso Nacional de Propiedades Mecánicas de Sólidos, Gandía, Junio 2002
  - II Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras de Edificación, Madrid, Noviembre 2002
  - XV Congreso Nacional de Ingeniería Mecánica, Cádiz, Diciembre 2002
- Presentación de resultados en Congresos Internacionales:
  - 44º Congreso Brasileiro do Concreto, Belo Horizonte, Agosto 2002
  - 5º Simposio Internacional de Estructuras, Geotecnia y Materiales de Construcción, Cuba, Noviembre 2002
  - International Symposium "Bond in Concrete – from research to standards". FIB-ACI-JCI, Budapest, Noviembre 2002
  - 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete, Islandia, Agosto 2002
- Publicación de artículos en revistas (en prensa)

7. FUTURAS INVESTIGACIONES

En un futuro próximo se va a acometer una nueva campaña experimental que incluirá el estudio del comportamiento adherente en hormigones de diferente dosificación a los ya estudiados. Asimismo, se analizará la repercusión de la existencia de procesos de carga cíclicos en la armadura en la fase de arrancamiento, simulando la actuación de sobrecargas solicitando el anclaje de la armadura.

Pueden orientarse futuros trabajos al establecimiento de un modelo de adherencia que permita relacionar los principales parámetros que afectan a la adherencia. El paso siguiente a la obtención del modelo correspondería a la calibración de dicho modelo con la finalidad de proponer expresiones analíticas para la cuantificación de las longitudes de transmisión y anclaje en hormigones de altas prestaciones iniciales.

Agradecimientos

Los autores agradecen la colaboración de las empresas del Grupo PREVALESA e ISOCRON, el apoyo económico recibido del IMPIVA y del Ministerio de Educación y Cultura, así como la participación del personal técnico del Laboratorio de Hormigón de la Universidad Politécnica de Valencia.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AENOR (1997), "UNE 36094:1997 – Alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado", Madrid.

FIB (2000), "Bond of Reinforcement in Concrete. State-of-art report", Fédération Internationale du Béton, Boletín nº 10.

IRANOR (1982), "UNE 7-436-82: Método de Ensayo para la Determinación de las Características de Adherencia de las Armaduras de Pretensado", Madrid.

Martí, J.R. (2001), "Estudio experimental de la adherencia de cordones pretesos en hormigones de altas prestaciones iniciales", Tesis Doctoral dirigida por Fernández Prada, M.A. y Serna Ros, P. Universidad Politécnica de Valencia.

Martí, J.R. et al. (2002), "ECADA testing method for the characterization of the bond of prestressed reinforcement to concrete", Bond in Concrete –from research to standards, International Symposium, Budapest, pp. 763-769.

Martí, J.R. et al. (2002), "Determination of the transmission and anchorage lengths in prestressed reinforcement using the "ECADA" test. parametric analysis", Bond in Concrete –from research to standards, International Symposium, Budapest, pp. 770-779.

Martí, J.R. et al. (2002), "Adherencia de cordones pretesos en hormigones de altas prestaciones iniciales: resultados experimentales", II Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras de Edificación, Madrid, Vol 1, pp. 499-508.

Martí, J.R. et al. (2003), "Ensayo ECADA para la caracterización de la adherencia de armaduras de pretensado", Hormigón y Acero, nº 230, pp. 59-72.

Ministerio de Fomento (1998), "Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)".

Proyecto de investigación "Adecuación de la tecnología del Hormigón de Alta Resistencia a la prefabricación de elementos con armaduras pretesas", IMPIVA, IMTEIE/2000/85

Proyecto de investigación "Estudio de la adherencia de tendones de pretensado a Hormigón de Alta Resistencia a muy corto plazo". Ministerio de Educación y Cultura, Proyectos de Investigación Científica y Desarrollo Tecnológico, MAT2000-0346-P4-03.

Serna, P. et al. (1999), "Influencia de la Granulometría de los Áridos en las Características de los Hormigones de Alta Resistencia", Hormigón y Acero, nº 213, 3er Trim., pp. 63-71.

Tork, B.S. (1999), "Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.

Vázquez, C. (2000), "Estudio comparativo de las propiedades de adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales", Tesis Doctoral, Universidad de La Coruña.

Longitud máxima eficaz de transferencia en refuerzo de pilares por encamisado de hormigón

Maximum effective transference length in column strengthening by reinforced concrete

Benjamín Navarrete Francisco
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, UPM
Constructor civil, Pontificia Universidad Católica de Chile

José Calavera Ruiz
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, UPM
Catedrático Emérito de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, UPM. Presidente de INTEMAC

RESUMEN

La transferencia de carga en el refuerzo de pilares con encamisado de hormigón se realiza mediante las tensiones tangenciales que se originan en la junta de contacto.

Dado que dicha junta no suele estar cosida por armadura, la respuesta es frágil y, por tanto, sin capacidad de redistribución a lo largo de la superficie de contacto. Es por ello que existe una zona limitada de transferencia de carga dentro de la cual se llega a alcanzar la tensión tangencial máxima sin permitir su redistribución.

En el presente artículo se comparan los resultados obtenidos en una campaña de ensayos con el comportamiento teórico. La evaluación teórica parte sobre la base de que la tensión normal que mantiene el rozamiento en la junta está producida por el cabalgamiento de ambas superficies, con el consecuente alargamiento y por tanto tracción, de la armadura de los estribos.

SUMMARY

Load transference in column strengthening by reinforced concrete collaring occurs by shear stresses in the contact surface between the column and its collar.

Actually the contact surface doesn't usually have any sewing steel reinforcement, so the kind of failure to be expected is fragile and with little redistribution capacity.

Therefore there is just a limited length of load transference, and it is on this limited zone where the maximum values of shear stresses are reached, without significant redistribution. This article compares the results of a specific series of test with the theoretical phenomenon.

The basis of the theoretical formulation is that the compression stresses that keep the friction on the contact surface are due to the superficial thrusting between the column and its collar.

In fact, as a result of this thrusting steel reinforcement bars are strained and consequently stresses, so compression stresses appear on the contact surface.

1. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

La transferencia de carga en el refuerzo de pilares con encamisado de hormigón se realiza a través de la superficie de contacto o interfase pilar-refuerzo, mediante la movilización de tensiones tangenciales.

Si no se disponen barras de cosido cruzando la interfase pilar-refuerzo, el comportamiento esperado es de tipo frágil, con una rotura sin aviso y con escaso deslizamiento relativo.

La distribución de tensiones tangenciales en un estado de prerrotura puede observarse en la Figura 1.

Las tensiones tangenciales se concentran principalmente en los extremos de la zona de contacto pilar-refuerzo, de manera

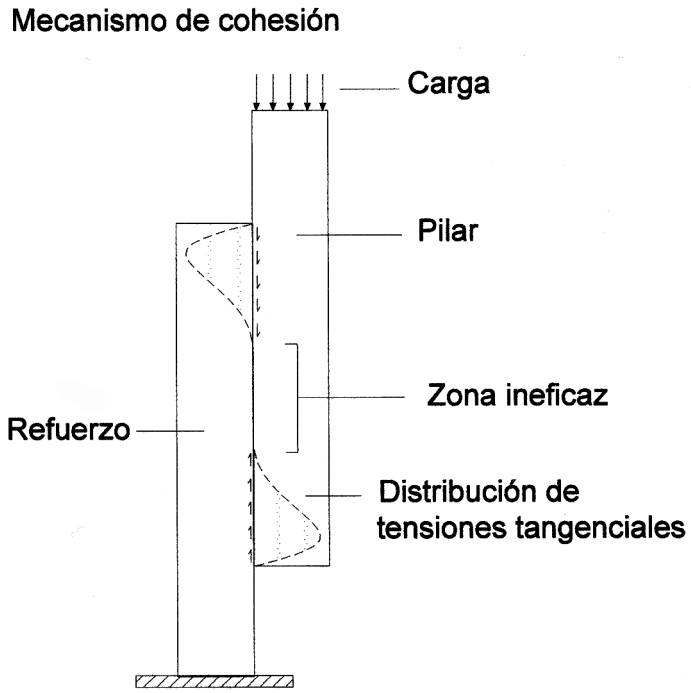


Figura 1. Distribución de tensiones tangenciales en el plano de contacto.

que, en función de la longitud del área de contacto, existe una zona central más o menos amplia que prácticamente no colabora en la transferencia de carga. En otras palabras, podría pensarse que existe una longitud de transferencia respecto a la cual los aumentos de zona adherida no implicarían una mayor capacidad de transferencia. Lo anterior se debe a que al alcanzarse la tensión tangencial de agotamiento en los extremos de la interfase, se produce un fallo en cadena, conocido como *efecto cremallera*, que ocasiona la rotura de la superficie de contacto pilar-refuerzo.

Hemos abordado esta cuestión determinando teórica y experimentalmente la longitud máxima eficaz de transferencia cuando se utiliza como solución de refuerzo una *camisa* de hormigón.

Asimismo hemos investigado la influencia que tiene la cuantía de acero transversal que se dispone en la *camisa* en el comportamiento mecánico de la junta, en su capacidad para movilizar tensiones normales de compresión sobre la superficie de contacto y en la forma de rotura de las piezas, analizando el previsible aumento de la resistencia tangencial y la ductilidad, entendida esta última como la capacidad que tiene la pieza para redistribuir las tensiones tangenciales a lo largo de la superficie de contacto.

2. METODOLOGÍA, TRABAJO DESARROLLADO

Antecedentes teóricos

Básicamente tres son los mecanismos resistentes que se movilizan en el plano de contacto pilar-refuerzo (ver Figura 2).

– Mecanismo de movilización de la cohesión interna entre los dos hormigones.

– Mecanismo de movilización de las fuerzas de corte entre superficies rugosas.

– Mecanismo de movilización de fuerza de rozamiento en superficies solicitadas por esfuerzos tangenciales.

El tercer mecanismo es el que presenta una mayor ductilidad.

Existen varios modelos que predicen el comportamiento resistente del plano de contacto en piezas compuestas, entre los que destacan los basados en la teoría de *corte-fricción*. Basado en dicha teoría, el modelo seleccionado para predecir la resistencia tangencial responde a la expresión propuesta por A. Mattock (18) (ver ecuación [1]).

$$\tau_n = 0{,}467 \cdot f_c'^{\,0{,}545} + 0{,}8 \cdot \left(\rho \cdot f_y + \sigma_n\right) \not> 0{,}30 \cdot f_c' \;\; MPa \qquad [1]$$

τ_n = Resistencia tangencial

σ_n = Tensión externa de compresión normal al plano de la junta.

f'_c = Resistencia a compresión del hormigón más débil de la junta.

ρ = Cuantía de armadura de cosido.

f_y = Límite elástico del acero.

La Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE) (15) (21) y el Código Modelo 1990 (5), al igual que ACI-318 (1), presenta también expresiones basadas en la misma teoría, con algunos matices en el tratamiento de la cohesión.

En la determinación de σ_n aplicamos el siguiente modelo (Figura 3):

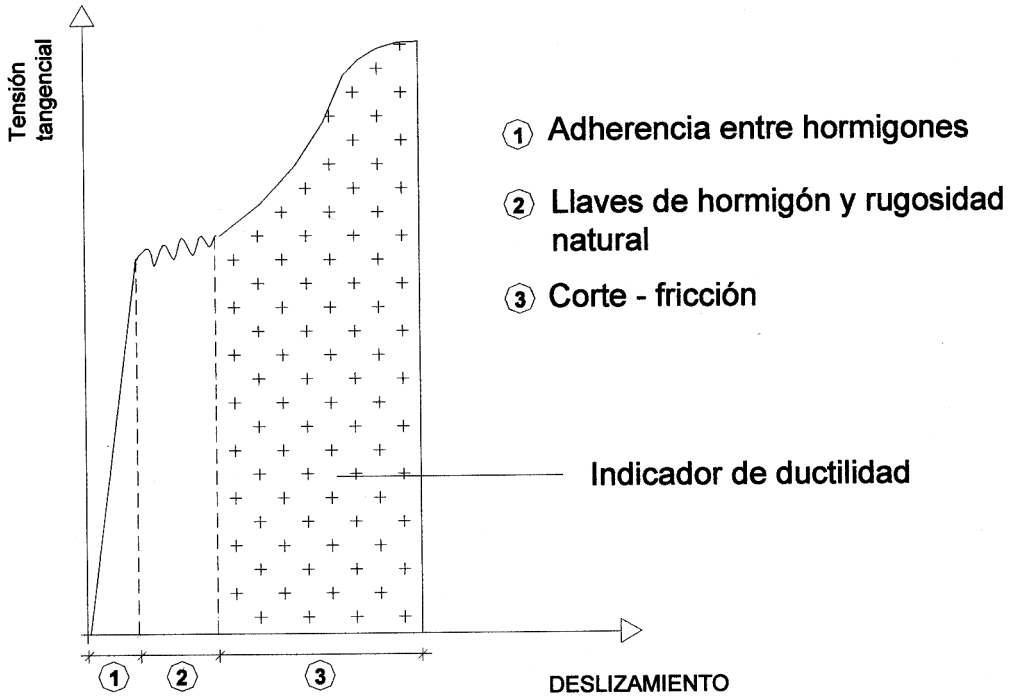


Figura 2. Gráfico Tensión tangencial-deformación. Plano de contacto de una pieza compuesta.

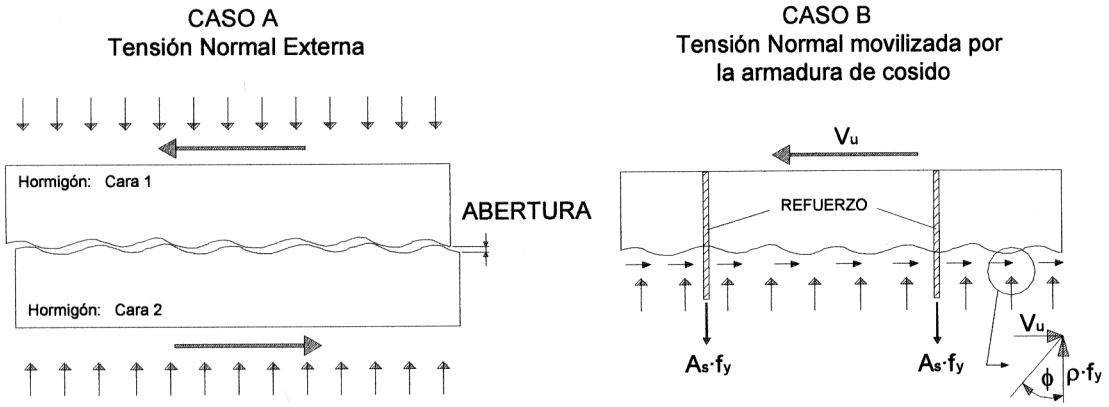


Figura 3. Modelo teoría corte-fricción.

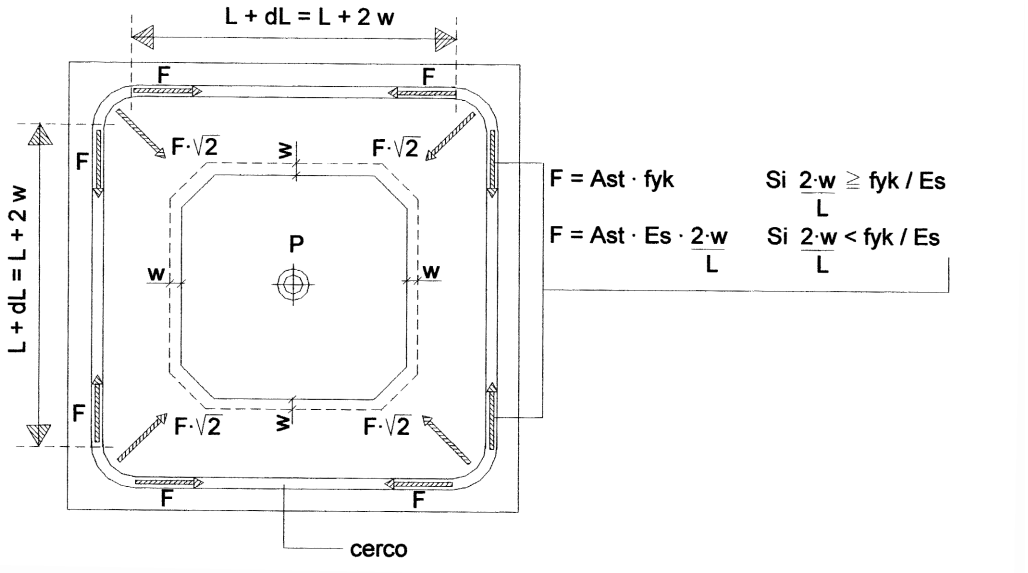


Figura 4. Esquema de movilización de tensiones normales.

Al producirse la pérdida de adhesión en la zona de contacto pilar-refuerzo, el núcleo central deslizará por el interior de la camisa. Si las superficies son rugosas, dicho corrimiento inducirá una dilatación del refuerzo debido al "cabalgamiento" de una cara sobre la otra. Esta deformación transversal o apertura de fisura provocará tracciones en la armadura transversal del refuerzo, las cuales serán equilibradas mediante fuerzas de compresión que aparecerán normales a la superficie de contacto (ver Figura 4). Se moviliza así el mecanismo de *corte-fricción*.

Si llamamos w a la apertura de la fisura producida por el *cabalgamiento* de una superficie respecto a la otra, la armadura transversal se alargará $2 \cdot w$ y por consiguiente entrará en carga. En dicha armadura aparecerá una fuerza F que será función de w, del área de la barra y del tipo de acero utilizado (límite elástico y módulo de elasticidad).

Según lo indicado por la Guía de Buena Práctica de la FIB (11), podemos relacionar la apertura de fisura normal al plano de contacto, con el corrimiento paralelo que se produce bajo carga creciente entra ambas superficies. La expresión para superficies rugosas es la presentada en la ecuación [2].

$$w = 0{,}6 \cdot s^{2/3} \text{ en mm} \qquad [2]$$

Por tanto para que la armadura transversal dispuesta en el refuerzo plastifique, es necesario que se produzca un desplazamiento relativo pilar-refuerzo según se indica en las ecuaciones [3] y [4].

$$\sigma_s \geq f_{yk} \qquad [3]$$

$$s \geq \left(\frac{L \cdot f_{yk}}{E_s \cdot 1{,}2} \right)^{3/2(*)} \text{ unidades en N y en mm}^2 \qquad [4]$$

(*) valor deducido sin considerar el efecto de la tenso rigidez de la pieza.

Donde: s corrimiento paralelo al pilar

E_s módulo de elasticidad del acero

L longitud inicial de la zona recta de los estribos

f_{yk} límite elástico característico del acero.

Si la armadura transversal ha plastificado, la expresión que permite calcular la tensión normal de compresión que se moviliza sobre la superficie de contacto, es la indicada en la ecuación [5]

$$\sigma_{nd} = \frac{4 \cdot \sqrt{2} \cdot A_{st} \cdot f_{yd}}{4 \cdot m \cdot c} \qquad [5]$$

Donde: σ_{nd} tensión normal de compresión movilizada por los cercos de acuerdo al esquema descrito.

m ancho de chaflán

c separación entre cercos

f_{yd} resistencia de cálculo del acero

A_{st} sección del cerco empleado

Plan de ensayo experimental

En la Figura 5 se puede observar la probeta tipo fabricada para el estudio de la transferencia de carga. De acuerdo a los objetivos propuestos se varió la longitud de transferencia y la sección de la armadura transversal de la camisa.

En una primera etapa se fabricaron 3 pilares de 30 cm de longitud de contacto, según se describe en la Tabla 1.

En la segunda etapa se fabricaron 4 pilares (ver Tabla 2).

En esta segunda etapa, en las piezas de 70 y 120 cm de longitud de contacto, fue necesario reforzar la cabeza de los

Tabla 1. Tensiones teóricas y experimentales obtenidas para una longitud de contacto de 300 mm (primera etapa).

Confinamiento tipo	Cohesión (MPa)	Fricción (MPa)	Total (MPa)	Tensión Tangencial Movilizada
C1 ϕ de 6 a 100	1,77	0,80	2,57	4,74 MPa
C1 ϕ de 8 a 100	1,77	1,42	3,19	
C1 ϕ de 10 a 100	1,77	2,21	3,98	

Tabla 2. Tensiones teóricas y experimentales obtenidas en la segunda etapa.

Confinamiento tipo	Longitud de transferencia (cm)	Cohesión (MPa)	Fricción (MPa)	Total (MPa)	Tensión tangencial movilizada
AUX ϕ de 6 a 100	30 (*)	1,77	0,8	2,57	4,74 MPa
C1 ϕ de 6 a 100	70	1,77	0,80	2,57	
C1 ϕ de 8 a 100	70	1,77	1,42	3,19	3,57 MPa
C1 ϕ de 6 a 100	120	1,77	0,80	2,57	2,10 MPa

* Pilar fabricado para observr si la resistencia tangencial depende del peor de los dos hormigones que se están uniendo.

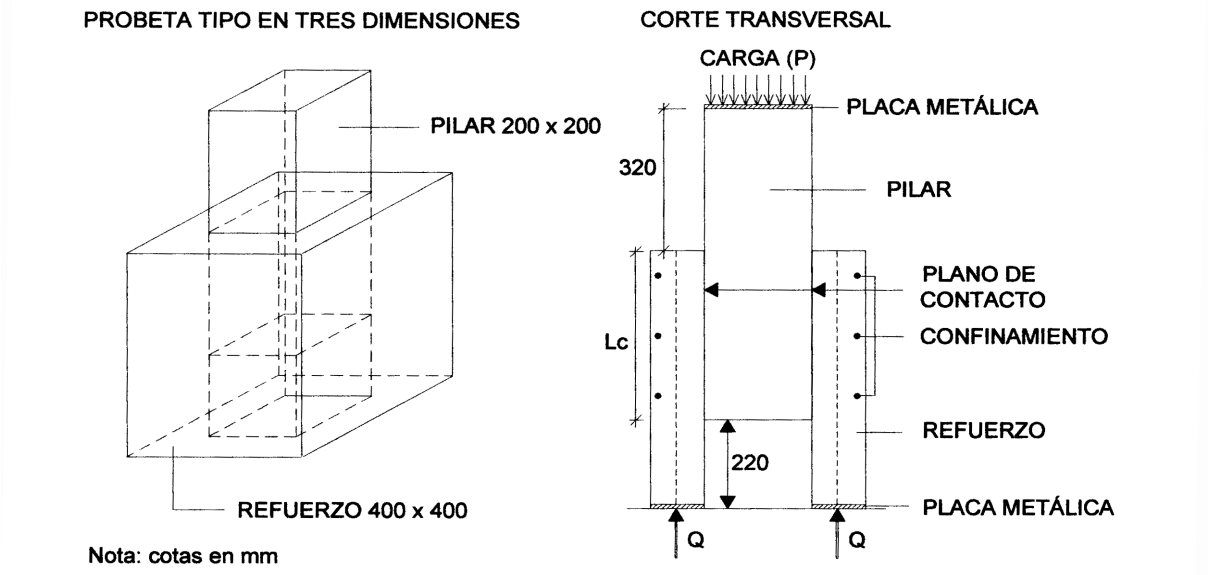


Figura 5. Probeta tipo utilizada en los ensayos.

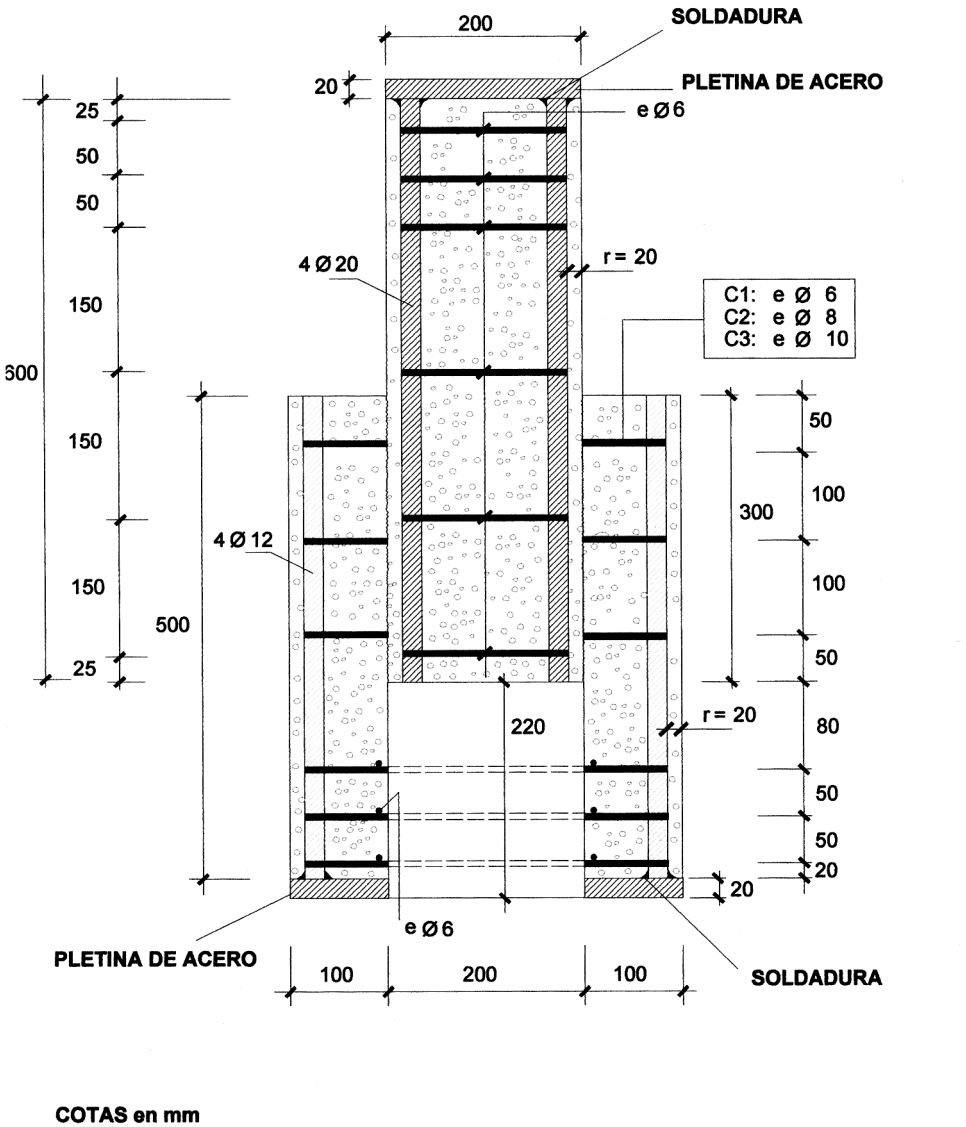


Figura 6. Corte longitudinal de la probeta tipo.

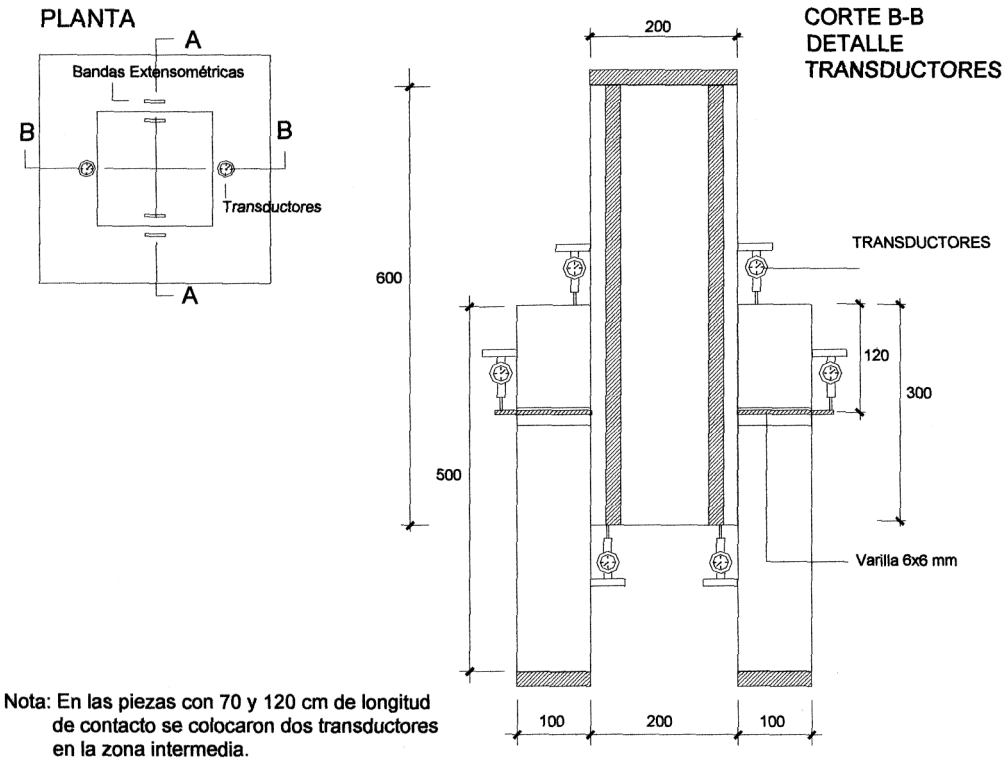


Figura 7. Disposición instrumental en las probetas.

pilares con objeto de asegurar que la rotura se produjese por rasante y no por compresión de la zona del pilar no confinada.

El refuerzo se hormigonó a los 21 días de fabricado el pilar y el ensayo se realizó a los 21 días de hormigonado el refuerzo.

Antes de hormigonar el refuerzo, la superficie del pilar era tratada mecánicamente para conseguir una adecuada rugosidad. La rugosidad alcanzada fue medida según el procedimiento establecido por la Norma Sueca SIS-B12005. Además, de cada uno de los pilares se dibujó el perfil de rugosidad de sus cuatro caras, obteniendo un índice de rugosidad estadístico de las probetas ensayadas dentro del rango 0,7 a 1,1 mm.

En dos caras paralelas se dispusieron transductores de desplazamiento para medir corrimientos. De toda la instrumentación se realizó un seguimiento continuo de datos a través de ordenador. Los ciclos de carga se establecieron de manera que el ensayo durara aproximadamente 2 horas.

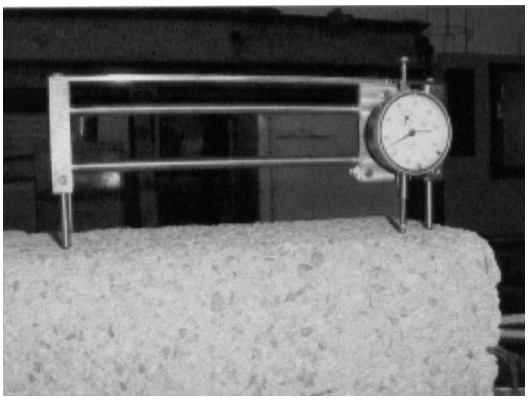


Figura 8. Comparador para medir la rugosidad.

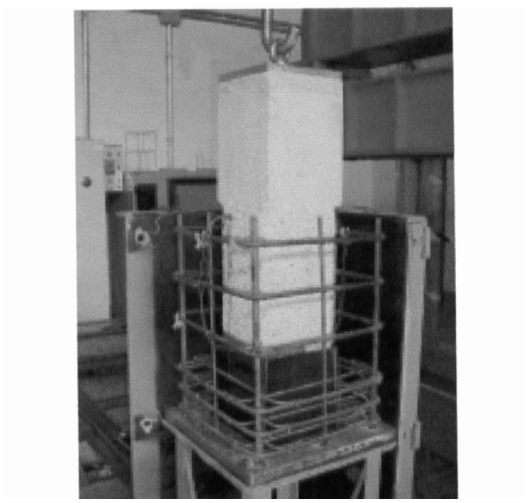


Figura 9. Detalle del pilar en molde y armado.

Desarrollo experimental

La etapa experimental se desarrolló en los Laboratorios de INTEMAC, entre septiembre de 2001 y junio de 2002. Las Figuras 8 a 13 corresponden al proceso de fabricación, colocación de instrumental, disposición en prensa y ensayo de las probetas utilizadas en el estudio de la transferencia de carga.

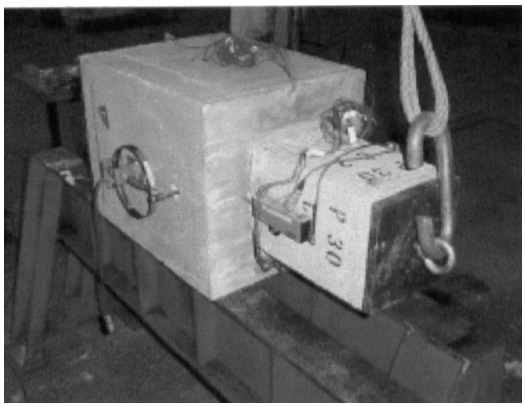


Figura 10. Instrumentación en una de las piezas.



Figura 11. Vista general del ensayo. Pilar 120 cm de longitud de contacto.



Figura 12. Detalle del agrietamiento de las piezas tras el ensayo.

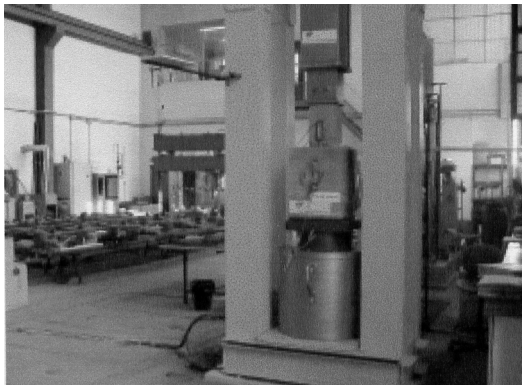


Figura 13. Pilar de 20 cm de longitud de contacto.

3. RESULTADOS OBTENIDOS

En los gráficos siguientes se resumen los resultados obtenidos en la investigación.

En la Figura 14 podemos observar la carga máxima alcanzada frente a la longitud de zona adherida pilar-refuerzo de los pilares con confinamiento mínimo. La Figura 15 corresponde a la tensión tangencial máxima alcanzada según la longitud de contacto de los pilares con confinamiento mínimo.

En la Figura 16, a modo de ejemplo, podemos observar las cargas en función de los corrimientos de las superficies de contacto pilar-refuerzo en el Pilar 30/C1. Cada curva corres-

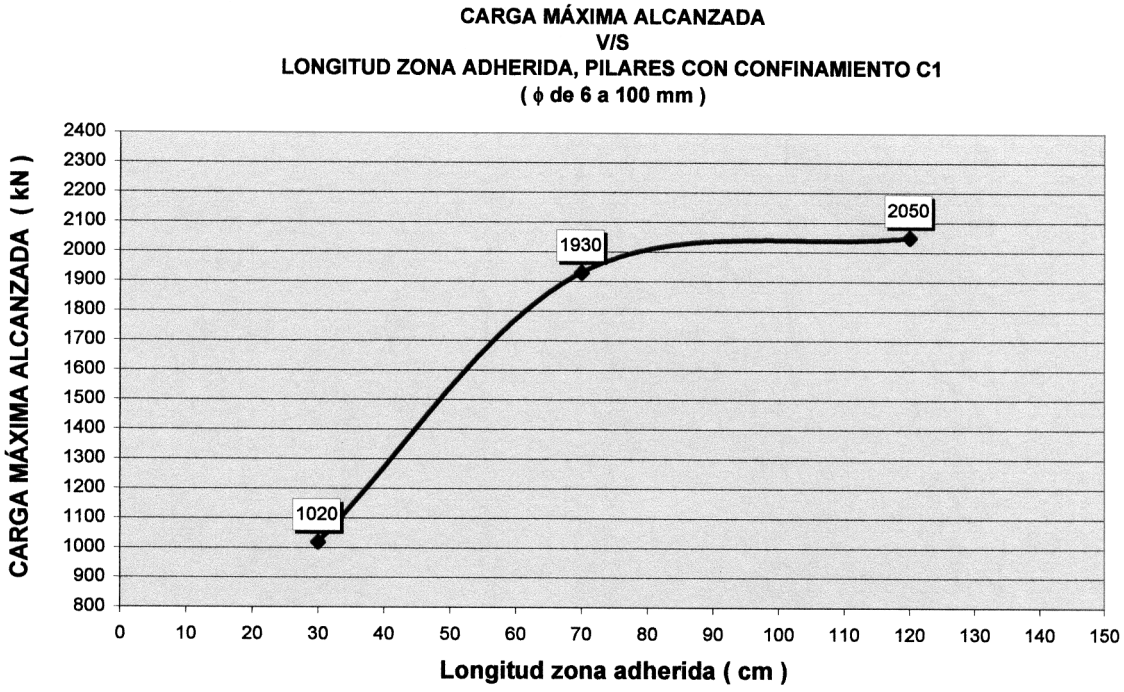


Figura 14.

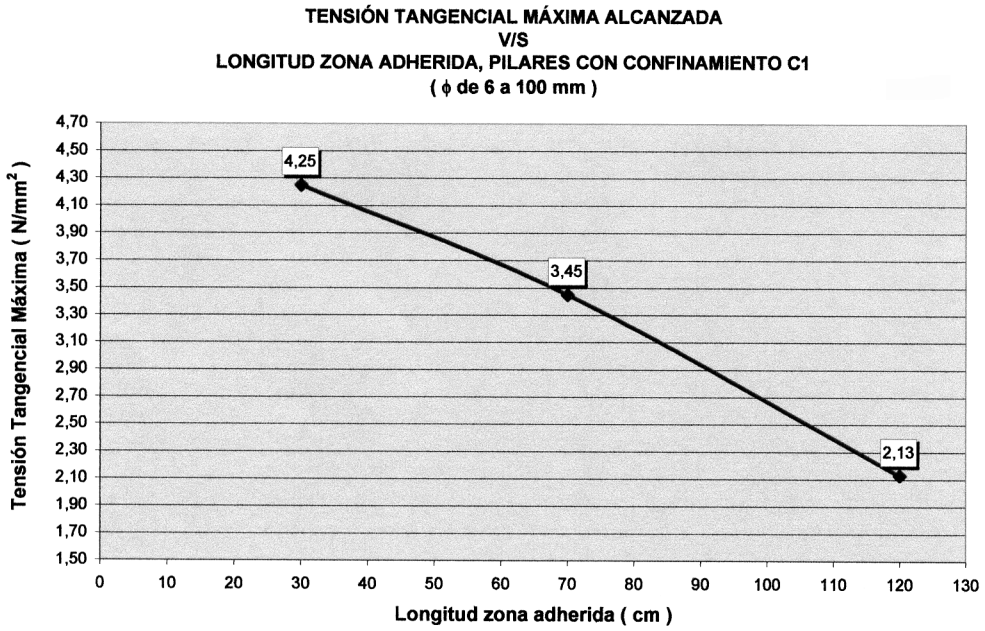


Figura 15.

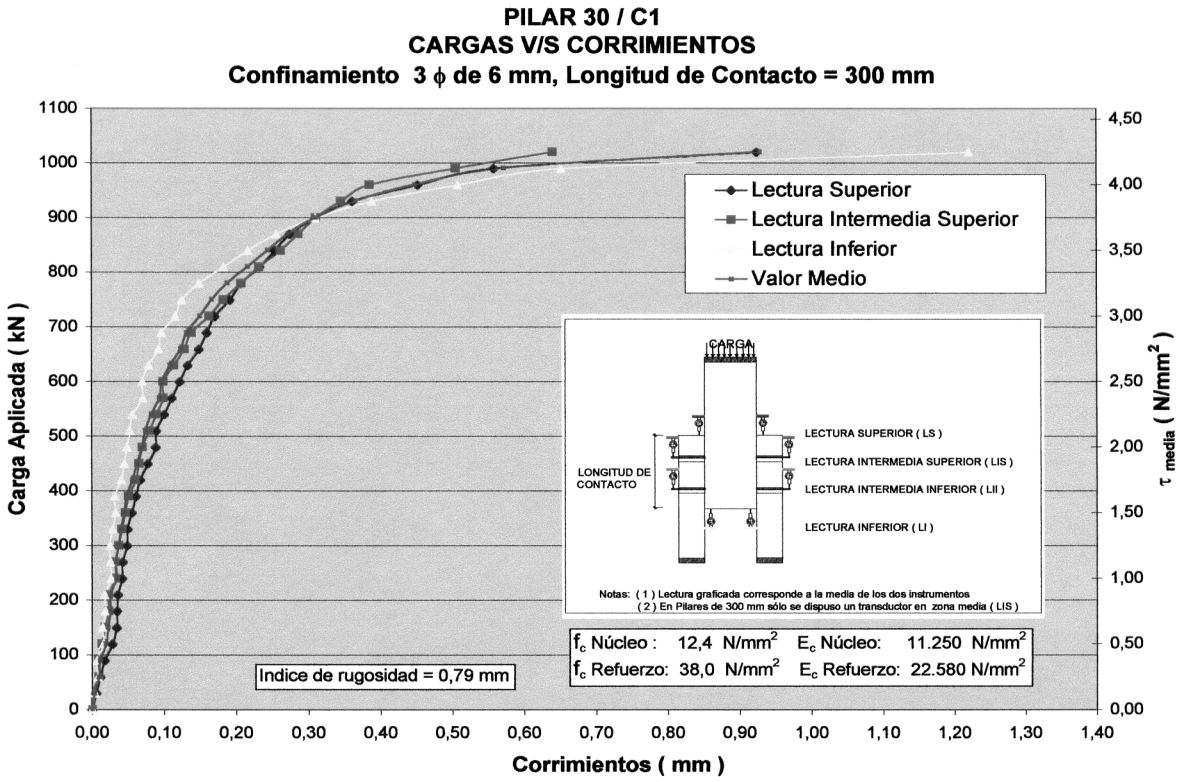


Figura 16.

ponde al promedio de dos lecturas de corrimientos tomadas a la misma altura en caras paralelas. La Figura 17 corresponde al diagrama de tensiones frente a corrimientos de los siete pilares ensayados.

En la Figura 18 podemos observar las cargas totales máximas alcanzadas frente a los corrimientos de las superficies en contacto. La Figura 19 corresponde a los resultados de los pilares ensayados comparados con el modelo teórico empleado. En este gráfico se presentan los resultados de los pilares de 30 cm de longitud de contacto, y en la Figura 20 los resultados de los pilares de 70 y 120 cm de longitud de contacto.

La Figura 21 muestra la distribución de tensiones tangenciales, obtenida del análisis elástico lineal mediante elementos finitos.

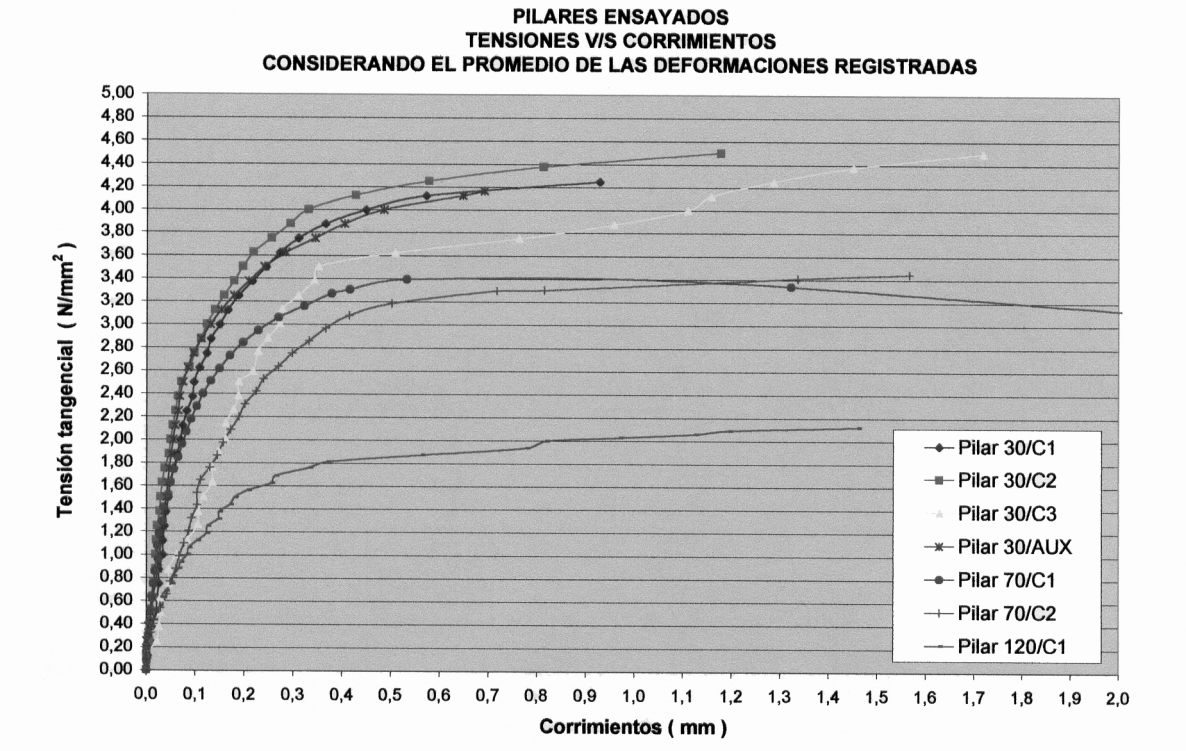


Figura 17.

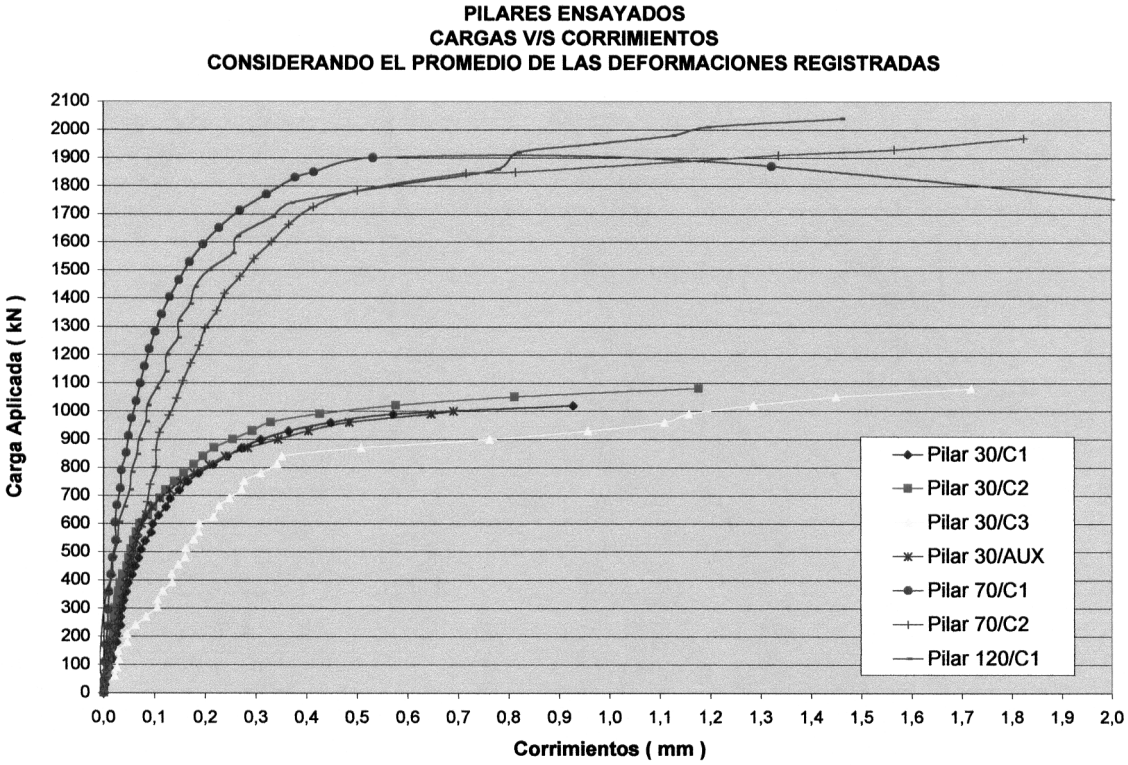


Figura 18.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

De acuerdo con los resultados obtenidos y lo observado en laboratorio durante los ensayos, podemos afirmar lo siguientes:

– Los pilares de 30 y 70 cm de longitud de contacto alcanzaron una carga última superior a la prevista por el modelo teórico. La Tabla 3 resume la diferencia producida entre el valor alcanzado y el previsto.

– El límite establecido para la tensión rasante de agotamiento, correspondiente a 0,3 · fc se mostró conservador en 4 de los 7 resultados obtenidos y en general (6 de 7 ensayos) estuvo por debajo del valor de rotura de las piezas.

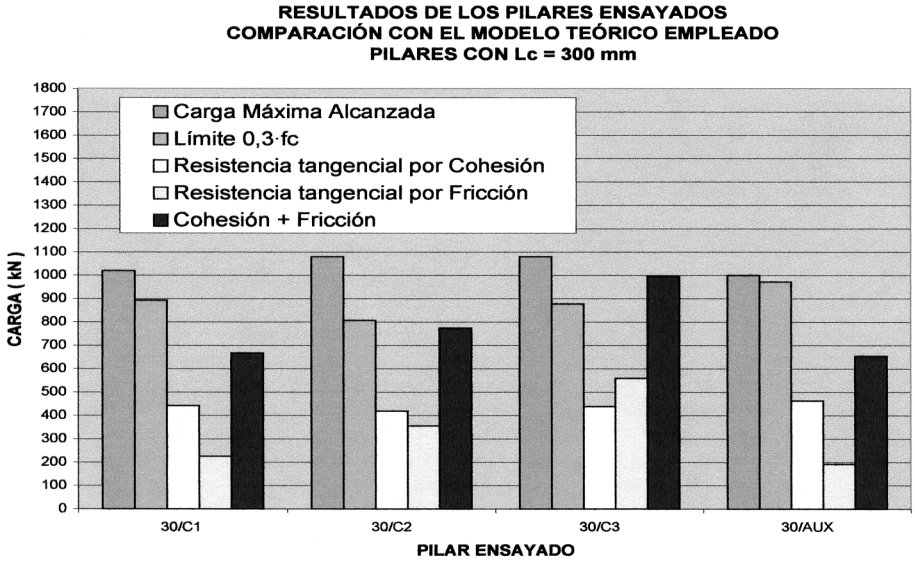


Figura 19.

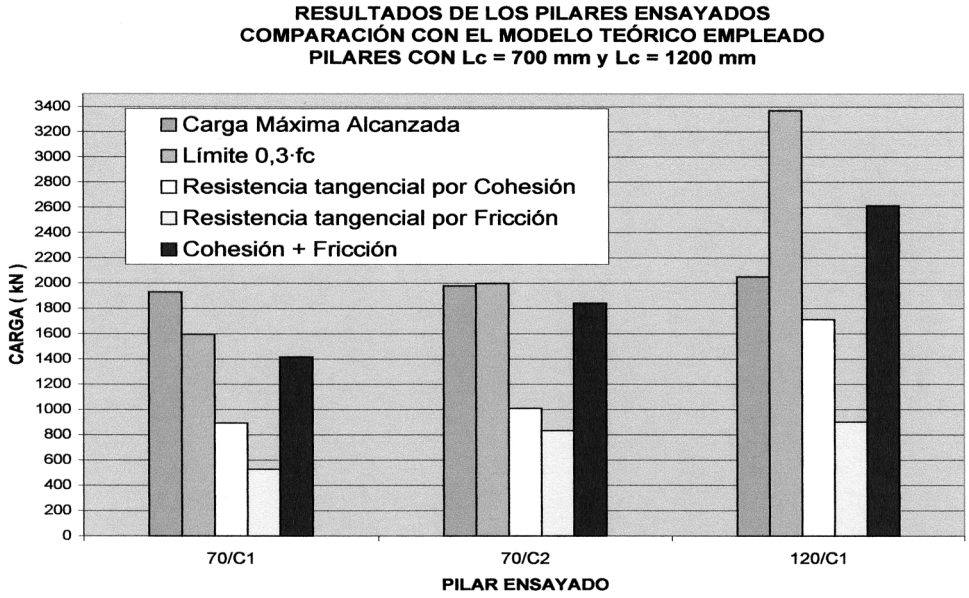


Figura 20.

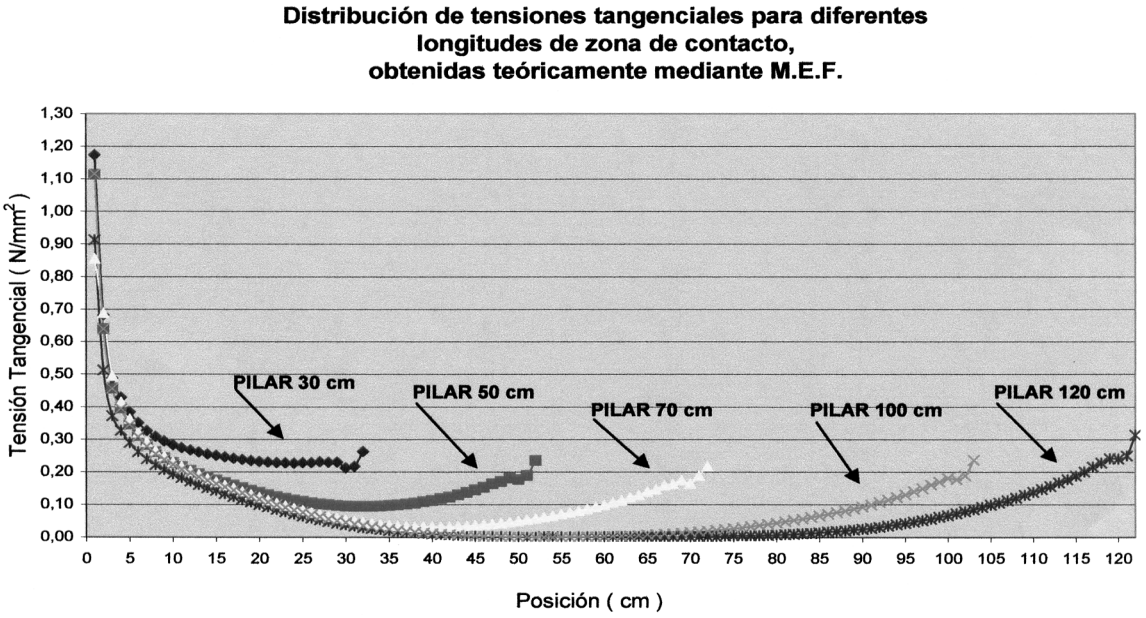


Figura 21.

Tabla 3. Diferencia producida entre el modelo teórico empleado ylos resultados obtenidos en laboratorio.

Pilar tipo	Carga máxima alcanzada (kN)	Carga prevista por el modelo teórico (kN)	Carga alcanzada / Carga prevista
30/C1	1020	667	1,53
30/C2	1080	774	1,40
30/C3	1080	997	1,08
30/AUX	1000	655	1,53
70/C1	1920	1418	1,35
70/C2	1980	1841	1,08
120/C1	2050	2614	0,78

– El pilar 120/C1 presentó un fallo progresivo que se pudo observar durante el ensayo y posteriormente analizando las lecturas de los instrumentos colocados en la parte superior e inferior de la pieza. Esto permite afirmar que existe, por tanto, una longitud límite de transferencia a partir de la cual ya no es posible movilizar más carga desde un elemento al otro.

– Los valores de la tensión tangencial determinados a través de los ensayos realizados difieren de los valores calculados utilizando las expresiones propuestas por los Códigos y Normas vigentes. La Tabla 4 resume los resultados obtenidos en laboratorio frente a las expresiones propuestas por EHE (21). Además se compara el valor de la cohesión determinada por EHE respecto de la determinada con las expresiones propuestas por *Mattock* (18).

– Se observa en la Figura 21 que al aumentar la longitud de contacto, existe una zona cada vez mayor que no colabora en la transmisión de esfuerzos entre el pilar y la camisa. La zona colaborante es del orden de 30 a 40 cm en cada extremo.

5. CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS DE FUTURO

Los ensayos realizados y sus resultados permiten concluir que el valor de agotamiento por tensión rasante es decreciente con la longitud de transferencia y, por tanto, no existe capacidad de redistribución de tensiones tangenciales a lo largo del plano de contacto. De acuerdo con esto, es posible afirmar que efectivamente existe una longitud de transferencia máxima, que en nuestro caso es del orden de 100 cm. En longitudes mayores se produce el colapso progresivo de la unión entre hormigones sin incremento de la capacidad de carga.

El valor de la cohesión determinado experimentalmente resultó ser más elevado que el calculado con las expresiones que aparecen en los Códigos y Normas, motivado esto quizá por lo complejo del fenómeno, el cual en la práctica está fuertemente condicionado al proceso de ejecución.

Los ensayos demuestran que dado el elevado valor de las resistencias por adhesión y substitutivamente por cortante, la influencia de los cercos sólo puede ser apreciable para los valores de τ_{ru} mucho mayores que los ensayados (ver Figura 22).

Tabla 4. Comparación de los resultados de laboratorio con las expresiones propuestas por EHE. Comparación de la cohhesión EHE v/s Mattock.

Pilar tipo	τ_m laboratorio (N/mm^2)	τ_m EHE[21] (N/mm^2)	τ_m laboratorio / t_m EHE	Cohesión según EHE (N/mm^2)	Cohesión según Mattock (N/mm^2)	C. EHE / Mattock
30/C1	4,3	1,92	2,21	0,43	1,84	0,23
30/C2	4,5	2,76	1,63	0,40	1,74	0,23
30/C3	4,5	4,13	1,09	0,42	1,83	0,23
30/AUX	4,2	1,73	2,43	0,45	1,93	0,24
70/C1	3,4	1,85	1,83	0,36	1,59	0,23
70/C2	3,5	2,78	1,26	0,42	1,80	0,23
120/C1	2,1	1,91	1,10	0,41	1,78	0,23

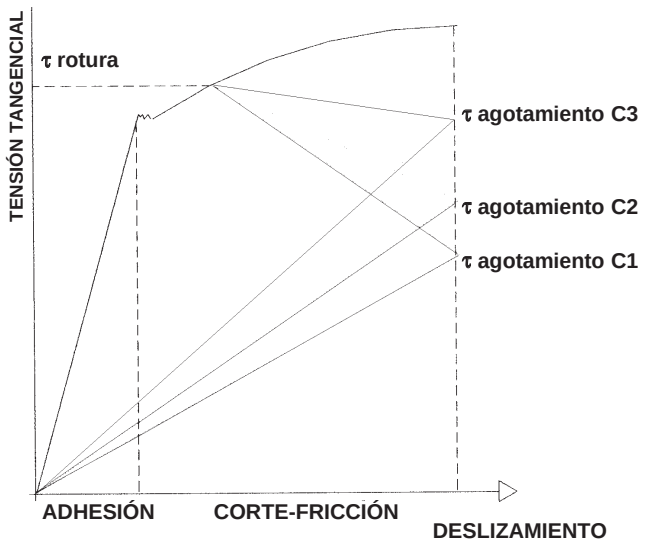


Figura 22. Situación de fallo de las piezas ensayadas.

Consideramos de gran interés continuar con esta línea de investigación, profundizando en los aspectos de redistribución de tensiones tangenciales a lo largo de la junta, en función de la cuantía de acero transversal dispuesta en la camisa, además de analizar el comportamiento de este tipo de refuerzos bajo la acción de cargas sostenidas en el tiempo y cargas cíclicas horizontales.

Agradecimientos

Nuestro más sincero agradecimiento al Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, INTEMAC, quien financió la totalidad de los ensayos y en cuyos laboratorios se desarrolló toda la investigación experimental. Gracias por su colaboración a la Dirección General de INTEMAC a D. Enrique González Valle, Consejero Delegado, a D. Jaime Fernández Gómez, Director del Laboratorio Central, al Jefe del Departamento de Ensayos Estructurales, D. Jorge Ley Uzáiz y a D. Ramón Álvarez Cabal, Jefe del Departamento de Control de Proyecto de Estructuras Especiales.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. "Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318", 1999.

2. Bass, R.; Carrasquillo, R.; Jirsa, J. "Shear Transfer across New and Existing Concrete Interfaces". ACI Structural Journal, V. 86, núm. 4, julio-agosto, 1989.

3. Calavera, J. "Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado". Año 1996.

4. Calavera, J. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". 2 Tomos, 1999.

5. CEB-FIP. "Código Modelo 1990, Estructuras y Edificación", 1990.

6. CEB. "Interface Behavior". Boletín núm. 210, año 1991.

7. Divakar, M.; Fatitis, A.; Shah, S. "Constitutive Model for Shear Transfer in Cracked Concrete".ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 113, núm. 5, Mayo, 1987.

8. Ersoy, U.; Tankut, A.; Suleiman, R. "Behavior of Jacketed Columns". ACI Structural Journal, Mayo, 1993.

9. Federation Internationale de la Precontrainte, FIP. "Composite Floor Structures. Guide to Good Practice". Año 1998.

10. FIP. "Shear at the Interface of Precast and in situ Concrete. Guide to Good Practice". Enero, 1982.

11. FIP. Guide to Good Practice Comité núm. 6. Tsokantas, S.; Chilewicki, A. "Transfer of Shear Forces". Febrero, 2001.

12. Gálvez, J. "Influencia de la Rugosidad y la Cuantía de Armadura Transversal en el Comportamiento de las Piezas Compuestas Solicitadas a Flexión". Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, año 1992.

13. GEHO. "Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón". Guía FIP de Buena Práctica, 1994.

14. González Valle, E. "Estudio Experimental del Comportamiento de Juntas entre Hormigones in-situ y Prefabricados con Distintos Tratamientos en la Unión". Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Junio, 1988.

15. González, E.; Gálvez, J. "La EHE Explicada por sus Autores. Título 4, Cálculo de Secciones y Elementos Estructurales. E.L.U. Esfuerzo Rasante". Año 2000.

16. Hsu, T.; Mau, S.; Chen, B. "Theory on Shear Transfer Strength in Reinforced Concrete". Structural Journal, ACU, V. 84, núm. 2, 1987.

17. Klein, G.; Gouwens, A. "Repair of Columns Using Collar with Circular Reinforcement". Concrete International Desing and Construction, julio, 1984.

18. Mattock, A. "Discussion". Revista PCI Journal, Vol. 33. núm. 1, enero-febrero, 1988.

19. Mattock, A.; Hawkins, N. "Shear Transfer Reinforced Concrete Recent Research". Journal of PCI, Vol. 17, núm. 2, marzo-abril, 1972.

20. Mattock, A.; Li, W.; Wang, T. "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete". PCI Journal, Vol. 21, núm. 1, enero-febrero, 1976.

21. Ministerio de Fomento. "Instrucción de Hormigón Estructural, EHE", España, 1999.

22. Tassios, T. Vintzeleou, E. "Concrete to Concrete Friction". Journal of Structural Division, ASCE, Vol, 103, abril, 1987.

23. Valluvan, R.; Kreger, M.; Jirsa, J. "Evaluation of ACI 318-95, Shear Friction Provisions". ACI Structural Journal, julio, 199.

24. Walraven J. "Aggregate Interlock. A Theorical and Experimental Analysis". Delft University, año 1980.

Desarrollo de estrategias de obtención de cemento a partir de los residuos de construcción y demolición

Strategies for cement manufacture using construction and demolition waste

José Antonio Sánchez de Sancha
Ingeniero Industrial - Responsable de Actividad
Fundación LABEIN

Carlos Urcelay Gordóbil
Ingeniero Industrial - Director de Inversiones
LEMONA INDUSTRIAL, S.A.

Elena Guede Vázquez
Lda. ciencias Químicas - Jefe de Laboratorio
LEMONA INDUSTRIAL, S.A.

RESUMEN

En el presente artículo se demuestra la viabilidad de utilización tanto desde el punto de vista técnico como medioambiental de una importante corriente de residuos, como es la constituida por los residuos de construcción y demolición (RCD), en los procesos de fabricación de cemento como materia prima sustitutiva de la materia prima natural. De esta forma sería factible eliminar el vertido de miles de toneladas anuales de este residuo, cumpliendo así con las exigencias de las nuevas políticas medioambientales en cuanto a la preservación del medio ambiente a través de la utilización de materias primas alternativas.

SUMMARY

This article deals with the technical and environmental feasibility concerning the use of the construction and demolition wastes (C&DW), which is one of the most important waste stream, as alternative raw meal in cement manufacturing. Thus, it should be possible to avoid the yearly disposal of thousands of tons of this waste, complying with the recent environmental policies concerning the environmental preservation by the use of alternative materials.

1. INTRODUCCIÓN

El medioambiente es una de las grandes preocupaciones del ser humano. Por ello, desde las distintas Administraciones se promueven políticas medioambientales encaminadas principalmente a la puesta a punto y desarrollo de tecnologías limpias, de minimización en la utilización de recursos disponibles y de su aprovechamiento de un modo más racional.

El sector de la Construcción no es ajeno a todo este devenir de acontecimientos, y desde hace algunas décadas están siendo aplicadas tecnologías de fabricación en las que la sustitución de materias primas naturales por subproductos industriales está adquiriendo mayor relevancia día a día, conscientes de que este sector es uno de los potencialmente grandes receptores de muchos de los subproductos industriales existentes en la actualidad.

Los residuos de construcción y demolición (RCD) se enmarcan en el grupo de corrientes de residuos más abundantes, teniendo su origen dentro del propio sector constructivo. Muchas son las razones que justifican la creciente generación de RCD, entre las que se pueden destacar la necesidad de desarrollo de infraestructuras de todo tipo: edificación, comunicaciones, …; el desmantelamiento de tejido industrial obsoleto, así como la poca cultura que en general existe del reciclado, todo lo cual nos conduce a la generación y posterior envío al vertedero de millones de toneladas al año de un residuo que, como se verá a continuación, presenta un potencial de uso más que aceptable dentro del sector generador.

Dentro de este marco general de actuación se ha desarrollado el proyecto "Construction Recycling Technologies For High Quality Cement and Concrete" (1) (Tecnologías de Reciclado en el Sector de la Construcción para Obtención de

Cemento y Hormigón de Alta Calidad), proyecto financiado por la U.E. a través del programa de investigación BRITE /EURAM, así como a través de fondos de la Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología (CICYT) en el caso de los socios españoles.

El proyecto mencionado fue desarrollado en cuatro años, teniendo su inicio a principios del año 1996 y finalizando a principios del año 2000. En él han intervenido siete empresas pertenecientes a 3 países de la UE: Philipp Holzmann, Prüftechnik, Bam (Alemania); Taywood Engineering Ltd., BRE (Reino Unido); Lemona Industrial, S.A., Labein (España), éstas últimas en calidad de líder general del proyecto y líder técnico, respectivamente.

El proyecto ha constado de dos grandes bloques, uno sobre la producción de hormigón y otro sobre la producción de cemento. En ambos se consideraron los aspectos técnicos y medioambientales, y también se consideró el desarrollo común de otros aspectos tales como el conocimiento de los últimos avances tecnológicos producidos a fecha de proyecto y referidos al reciclado de los RCD, así como el desarrollo de especificaciones de diseño de estructuras a construir en el futuro para un aprovechamiento posterior de los RCD que surjan de las mismas, una vez haya finalizado su periodo de servicio.

Puesto que la parte relacionada con la obtención de hormigón ha tenido más relevancia en las empresas alemanas e inglesas, mientras que la parte relacionada con la obtención de cemento ha recaído fundamentalmente en la participación española, el presente artículo se centra en los aspectos relacionados con la tecnología del cemento, presentando los resultados y conclusiones obtenidas tras el desarrollo del mencionado proyecto BRITE-EURAM.

2. CUANTIFICACIÓN DE LOS RESIDUOS DE CONSTRUCCIÓN Y DEMOLICIÓN

Los datos que aparecen recogidos en los siguientes puntos están basados en el conocimiento existente a fecha de proyecto, modificados y completados a medida que han ido apareciendo mayor cantidad de datos a lo largo de estos últimos años.

En Europa en general y en España en particular se generan cada año una gran cantidad de residuos. Puesto que la gestión realizada sobre los RCD difiere en cada país, y dentro de cada país cada una de las distintas Administraciones territoriales que tienen competencia en la materia han desarrollado procesos de gestión no armonizados entre sí, no es fácil poder aportar cifras absolutas referidas a la cuantificación de RCD que se generan en un entorno determinado. De las numerosas fuentes consultadas la siguiente tabla2 muestra un resumen de cual era la situación en España en la década de los 90, estimando que en la actualidad los datos de los que se tiene constancia no varían sustancialmente con los indicados aquí (Tabla 1).

Se estima que, en España, el total de generación de RCD al año ronda los 13 millones de t/año, mientras que otras fuentes3 cifran la producción de RCD para dentro de tres años (año 2006) en una horquilla entre los 19 y los 42 millones de toneladas (horquilla muy amplia, lo que aporta una idea del gran desconocimiento existente en cuanto a la cuantificación real de los RCD). En cualquier caso, es una cifra significativa en relación, p.e. con el volumen de residuos industriales generados. En los países de la UE, la cifra de producción se eleva hasta las 180 millones de t/año4, siendo Alemania (59 Mt), Reino Unido (30 Mt), Francia (24 Mt), Italia (20 Mt) y España los grandes países generadores de este tipo de residuos. Del total generado, como media un 28% de los RCD son reutilizados o recuperados para distintos fines, mientras que el resto (72%) es incinerado o depositado en vertederos (de forma controlada o incontroladamente). Baste como ejemplo comentar que el porcentaje no recuperado (72%), lo que supone una cifra anual de 130 Mt, ocupa cada año un volumen de depósito equivalente a un círculo de aproximadamente 4 km de diámetro y una profundidad de 10 metros.

Tradicionalmente determinados países de la UE han venido utilizando los RCD como materia prima alternativa sustitutiva del árido natural por distintos motivos. En unos casos ha sido la escasez de árido natural derivada de la orografía propia del terreno (caso de Holanda, Dinamarca, Bélgica) que han necesitado importar áridos de terceros países. En otros casos, el problema ha sido la existencia de una cantidad ingente de residuos de demolición, ocasionados por los derri-

Tabla 1. Cuantificación de residuos en España.

TIPO DE RESIDUO	Mt/AÑO
Residuos sólidos urbanos(*)	45
Residuos industriales	16
Residuos forestales	5
Residuos mineros y de cantería	70
Residuos agrícolas	30
Residuos ganaderos	110
TOTAL	276

(*) Residuos urbanos y asimilables a urbanos, entre los que se encuentran los RCD.

bos de edificios a consecuencia de las distintas guerras. El ejemplo más significativo lo constituye Alemania, que ha reciclado gran parte de los residuos de demolición ocasionados durante la 2ª guerra mundial. Estos países han visto favorecida su política de reciclado con las políticas europeas en materia medioambiental emanadas desde la UE, en la que se plantean altos porcentajes de reutilización y reciclaje de determinados residuos (como es el caso de los RCD) en la frontera del año 2005.

En este sentido, países como los nombrados con anterioridad poseen en la actualidad elevadas tasas de reutilización y reciclaje que les acercan al deseado valor del 100%, y que en estos momentos se encuentran en la frontera del 90%.

Por el contrario, países del sur de Europa como España, Portugal y Grecia, a pesar de los progresos que están realizando, actualmente están en un porcentaje de reciclado bastante inferior al de los países citados.

3. COMPOSICIÓN MEDIA DE LOS RCD EN LA U.E.

La Tabla 2 (4) muestra la composición media de los RCD en la UE.

Un análisis realizado utilizando como base distintas fuentes arroja la siguiente composición media de los escombros (en peso) diferenciando las estructuras según sean éstas edificios residenciales o plantas industriales, y diferenciando a su vez la naturaleza predominante de estas construcciones (mampostería y hormigón) (Tabla 3).

4. PROCESO DE OBTENCIÓN DE LOS ÁRIDOS RECICLADOS

Para poder obtener áridos reciclados de calidad que puedan competir técnicamente con los áridos naturales, es necesario un tratamiento previo del RCD. Puesto que en la actualidad el RCD tiene como destino final el vertedero, por lo general no existe ningún condicionante, salvo el medioambiental, para un tratamiento del residuo, por lo que éste suele ir mezclado con distintas impurezas. Es por ello que los RCD poseen en su composición ciertos "contaminantes" que es necesario eliminar para llevar a cabo un aprovechamiento efectivo de los mismos. Dichos contaminantes están constituidos por fracciones no minerales como es el caso de la madera, plástico, papel, etc… y otros minerales como el vidrio.

Tabla 2. Composición media de los RCD.

MATERIAL	% EN PESO
Obra de fábrica	45
Hormigón	40
Madera	8
Metal	4
Papel, plástico, …	3
TOTAL ……	100

En todos los países existen clasificaciones del RCD que determinan la aplicabilidad final del mismo. Así, en la actualidad en España se ha definido la siguiente clasificación de RCD5:

CLASE 1 Derribo machacado: mezcla de hormigón, ladrillo y materiales pétreos, tamizada, sin la mayor parte de contaminación.

CLASE 2 Derribo limpio y clasificado: hormigón, ladrillo y materiales pétreos tamizados, clasificados y sin contaminación.

Tabla 3. Composición de los RCD en función del tipo de estructura.

MATERIAL	EDIFICIOS (MAMPOSTERÍA)	PLANTA INDUSTRIAL (MAMPOSTERÍA)	EDIFICIOS (HORMIGÓN)	PLANTA INDUSTRIAL (HORMIGÓN)
MAMPOSTERÍA	64%	52%	30%	30%
HORMIGÓN	12%	39%	63%	61%
PIEDRA	18%	4%	5%	–
METALES	5%	1%	2%	2%
MADERA	4%	3%	2%	1%
CRISTAL	0.1%	0.1%	1%	1%
PLÁSTICOS	0.1%	0.1%	0.1%	1%
OTROS	1%	0.1%	1%	2%

CLASE 3 Ladrillo limpio y clasificado: derribo con más del 95% de ladrillo y menos del 5% de hormigón y/o material pétreo.

CLASE 4 Hormigón limpio y clasificado: derribo con más del 95% de hormigón y menos del 5% de ladrillo y/o material pétreo.

CLASE 5 Derribo machacado con asfalto: mezcla de asfalto y hormigón, ladrillo y material pétreo, sin la mayor parte de contaminación.

- CLASE 5A: derribo machacado con más del 10% de asfalto
- CLASE 5B: derribo machacado con menos del 10% de asfalto

Cada una de estas clases va a condicionar la puesta en práctica de los áridos reciclados en el sentido de que no todas las clases son susceptibles de utilización para todos los fines. P.e., para la fabricación de hormigón sería utilizable (tras su tratamiento), la clase 4 de las mencionadas con anterioridad, mientras que para rellenos granulares (incluídas las capas inferiores de firmes de carreteras) podrían ser de aplicación, una vez tratados los RCD, cualquiera de las 5 clases en función de las calidades requeridas.

La fotografía 1 ilustra el proceso de demolición llevada a cabo con procedimientos mecánicos.

Una vez demolida la estructura, deben ser separados los elementos contaminantes descritos con anterioridad. Este proceso se puede acometer en origen, previo a la demolición de la estructura (demolición selectiva), o posteriormente, mediante determinados procesos físico-mecánicos (tamizado, flotación, corrientes magnéticas para elementos metálicos, …) o bien de forma manual. En general, es preferible la primera de las opciones, que supone un coste mayor en el proceso de demolición, pero un abaratamiento de los costes de tratamiento posterior. Lógicamente, en países sin tradición recicladora como es el caso de España en los que prácticamente todo el residuo tiene como destino último el vertedero la demolición selectiva está hoy por hoy muy poco extendida.

La fabricación de los áridos reciclados tiene lugar en las plantas de tratamiento. Estas plantas, que pueden ser fijas o móviles, poseen ciertos elementos mecánicos que en general consisten en instalaciones de machaqueo y cribado de los áridos, organizando distintas fracciones granulométricas en función de la calidad de los áridos elaborados y del uso particular a que se destinan los mismos. Previamente, bien de manera manual o automática se procede a la eliminación (si no se ha realizado aún) de los materiales contaminantes. La fotografía 2 muestra una de estas plantas.

El número de plantas existentes en un país o región determinada ofrece una idea al respecto de la mayor o menor utilización de áridos reciclados.

Así, en Alemania se contabilizan más de 600 plantas de reciclado (algunas fuentes hablan de más de 1000) (4), en Austria



Fotografía 1. Proceso de demolición.



Fotografía 2. Separación de contaminantes y machaqueo.

150, en Holanda 120,… Hay plantas de tratamiento móviles, como la mayoría de las existentes en España, y frente a éstas están las grandes instalaciones fijas, con producciones de áridos reciclados de más de 100.000 t./año. En España, la cifra actual estimada de plantas de tratamiento es bastante modesta en comparación con los países citados, no superando la cifra de 50 instalaciones entre móviles (la mayoría de ellas) y fijas.

Es de esperar un fuerte impulso de la actividad recicladora derivada de la entrada en vigor del Plan Nacional de RCD.

La siguiente fotografía muestra la producción de árido reciclado en una de las plantas de tratamiento existentes en España. En este caso concreto el árido se utilizó en rellenos granulares.

5. UTILIZACIÓN DE LOS ÁRIDOS RECICLADOS

Los áridos reciclados procedentes del tratamiento de los RCD son susceptibles de ser utilizadas nuevamente en el



Fotografía nº 3. Árido reciclado.

campo de la construcción, en la fabricación de productos tales como cementos, morteros y hormigones, o en aplicaciones de obra civil. La necesidad de ingentes cantidades de materia prima en construcción (producciones de cemento y hormigón a nivel de la UE, cifradas alrededor de 200 Mt/año y 1200 Mt/año respectivamente) (1) haría factible el uso teórico de la totalidad de los áridos reciclados procedentes del tratamiento de los RCD producidos.

Sin embargo, de los datos ofrecidos con anterioridad se infiere que la mayor parte de los RCD son depositados en vertedero, desaprovechando de esta forma el potencial que reside en ellos. En los países con tradición recicladora (fundamentalmente del norte de Europa, y entre ellos los que conforman el Benelux), el mayor porcentaje en cuanto a uso lo ocupan los rellenos granulares en la obra civil, hasta tal punto que se puede decir que el 90% de los áridos reciclados son utilizados en rellenos, correspondiendo el resto a la fabricación de hormigón no estructural (determinados muros de gravedad, hormigones de limpieza y relleno, …). Esto es así porque los requisitos técnicos exigibles a los áridos para formar parte de los rellenos granulares en la obra civil son en general menos exigentes que los de los áridos para fabricación de hormigón.

6. UTILIZACIÓN DE RCD EN LA FABRICACIÓN DE CEMENTO

Como aplicación particular de los RCD surge la posibilidad de su utilización en la fabricación de cemento. Antes de la realización del proyecto BRITE/EURAM1 que ha servido de base a la redacción del presente artículo, no se tenía constancia de la existencia de experiencias de este tipo a nivel europeo.

Para poder analizar la aptitud de los RCD en la fabricación de cemento, se debe conocer el proceso de fabricación del mismo. El cemento es obtenido mediante la combinación adecuada de caliza, marga y pequeñas adiciones de correctores de contenido de hierro y aluminio, la cual es sometida a un proceso de tratamiento en el que la fase más trascendental es un calentamiento en horno hasta 1.450ºC, constituyendo de esta forma un producto conocido con el nombre de clinker. Para la consecución de unas determinadas características del producto final, el clinker es molido junto a otros materiales en distintas proporciones, constituyendo así las diferentes clases de cemento establecidas.

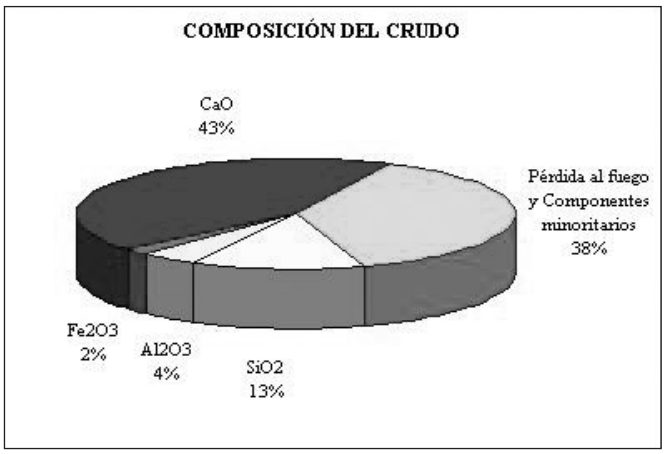
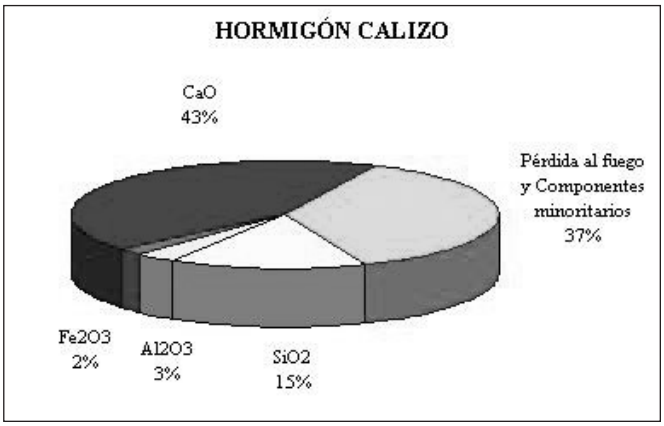


Figura nº 1. Composición típica del crudo para fabricación de clinker.

Comparando la composición química de los RCD con la de la mezcla necesaria que formará con posterioridad el clinker, se observa la existencia de los mismos componentes mayoritarios en forma de óxidos, y por tanto, la posibilidad de sustituir parte de la marga y caliza natural por estos residuos.

Químicamente el clinker es un material compuesto principalmente por óxidos de calcio, sílice, hierro y aluminio. Estos óxidos constituyen diferentes fases que endurecen en presencia de agua y aire. Una de las composiciones típicas que puede presentar las materias primas mezcladas y molidas (harina de crudo) para obtener el cemento es la indicada a continuación: recogidos a nivel normativo (6). Una de las composiciones típicas que puede presentar el crudo para obtener el cemento es la indicada a continuación.

En el ámbito de desarrollo del proyecto, los RCD se agruparon en tres grandes divisiones: los provenientes de derribo, rehabilitación y/o construcción de estructuras/componentes de hormigón y constituídos por áridos de naturaleza caliza, los procedentes de aquellas construcciones realizadas con hormigones en los cuales los áridos son de naturaleza silícea, y por último los procedentes de construcciones en las que predominan los materiales pétreos, incluyendo en esta división los materiales cerámicos, lo que se ha venido a definir dentro del proyecto como fracción de mampostería. Los siguientes gráficos recogen las composiciones químicas medias medidas en un muestreo realizado sobre materiales procedentes de distintos derribos.



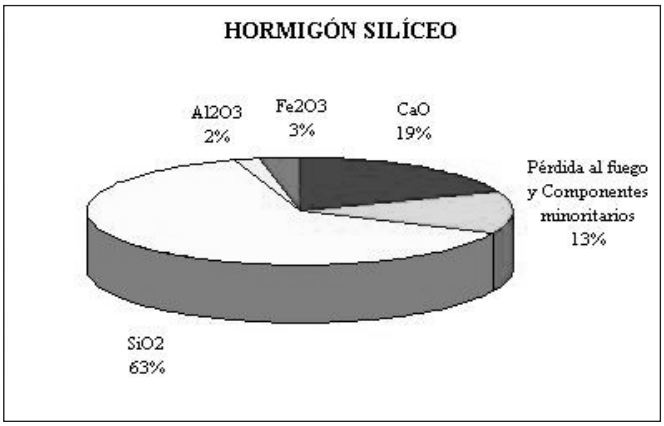


Figura nº 2. Composición típica de las distintas fracciones de RCD.

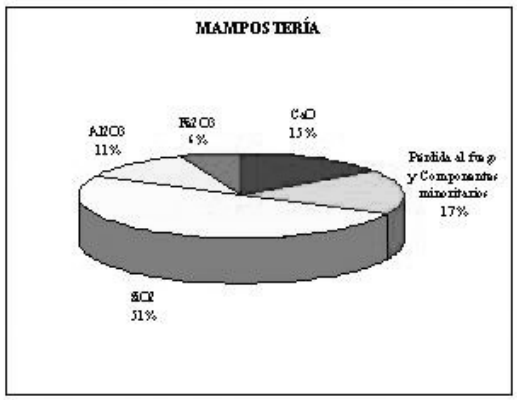


Figura nº 2 (Cont.). Composición típica de las distintas fracciones de RCD.

Como se puede observar en los gráficos anteriores, la composición química de la materia prima con la que se elabora el clinker, comparada con la que resulta de analizar los diferentes tipos de RCD es bastante similar, lo que en principio hace factible la sustitución de materia prima natural por materia prima reciclada. Es más, la combinación de diferentes tipos de residuos de construcción y demolición podría favorecer la obtención de un producto de composición química muy similar a la mezcla habitualmente utilizada de caliza, marga y aporte de hierro.

En este sentido, el proyecto analizó la utilización de materia prima descarbonatada ($Ca(OH)_2$), contenida en los RCD en lugar de la piedra caliza natural, que contiene $CaCO_3$, para la obtención de óxido de calcio (CaO), lo cual implica una reducción de las emisiones de CO_2 a la atmósfera así como un consumo de energía menor.

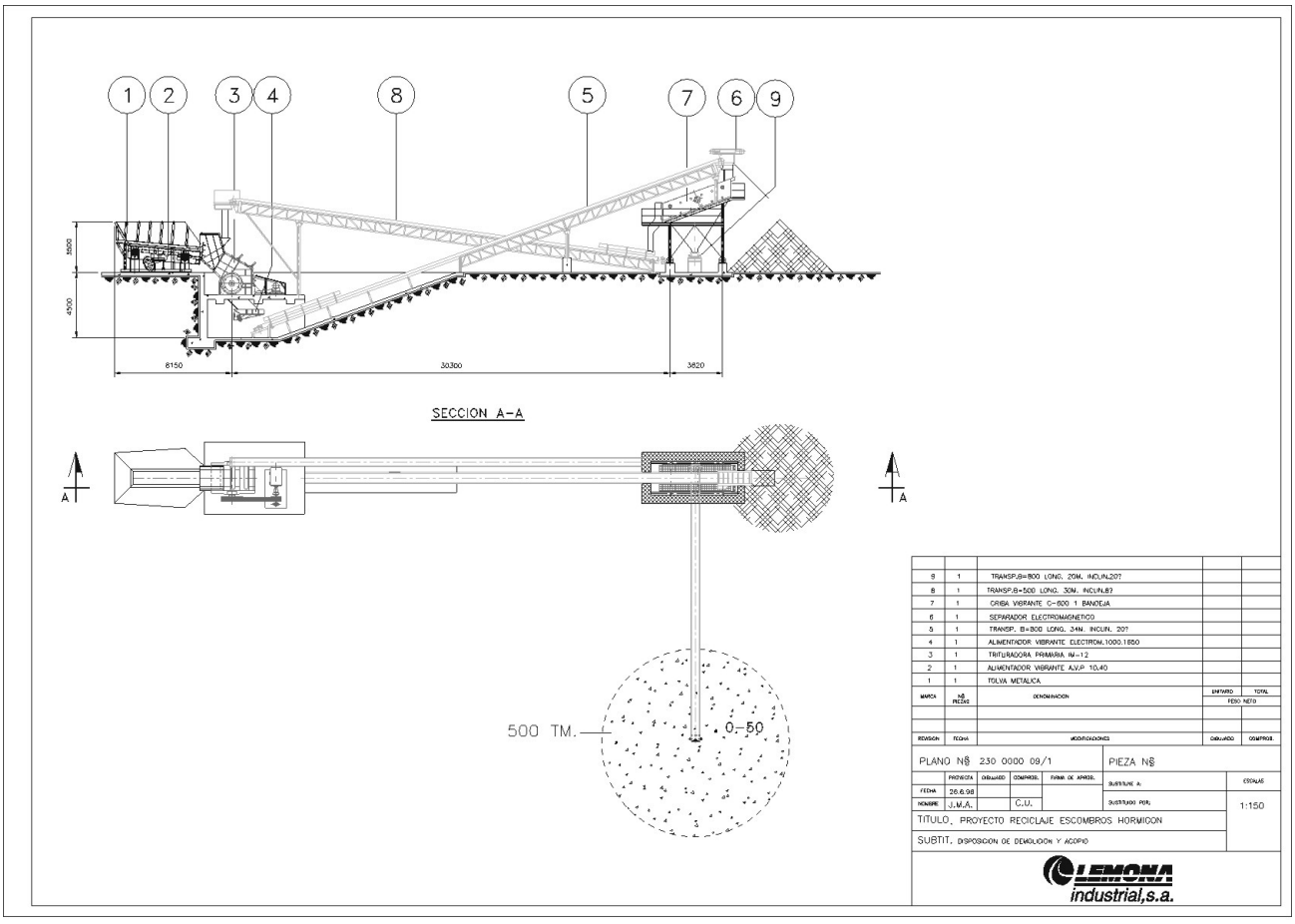
Es necesario asegurar una homogeneidad de la materia prima secundaria suministrada, así como una granulometría que en cualquier caso, no debe superar un tamaño máximo determinado. Para ello se abordó un estudio de la infraestructura necesaria en las instalaciones de Lemona Industrial, S.A. para un óptimo aprovechamiento de las fracciones de RCD. De entre todas las posibilidades existentes en el mercado, Lemona Industrial, S.A. optó por la adquisición de una planta fija cuyo esquema es el que figura a continuación.

La fotografía 4 muestra la planta de tratamiento de RCD que finalmente se implantó en las instalaciones de Lemona Industrial, S.A.

Para la fabricación de cemento es necesaria una composición de material basada en unos parámetros característicos; el 90% es una combinación de los cuatro óxidos principales: SiO_2, AlO3, Fe_2O_3, CaO, mientras que el 10% restante está constituido por componentes minoritarios. La formulación utilizada es la siguiente:

Parámetro	Formulación empírica	Límite
Modulo de sílice	S/(A+F)	2.3 - 2.8
Factor de saturación	C/(2.8S+1.1A+0.7F)	0.98 - 1.02

(S = Oxido de silicio; A = Oxido de aluminio; F = Oxido de hierro; C = Oxido de calcio)

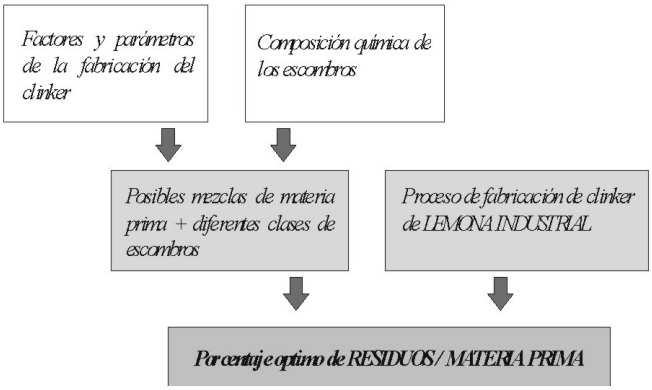


Son tres los componentes esenciales utilizados para la fabricación del clinker (caliza, marga, y corrector de hierro). Podría haber multitud de posibles combinaciones que cumpliesen los valores teóricos de la composición del clinker. Al añadir un nuevo elemento (RCD) las posibles combinaciones se incrementan.

Por este motivo, dentro del proyecto se creó una hoja de calculo, en la que se introducen los datos de la composición de los diferentes componentes del clinker así como los parámetros que van a controlar la composición del clinker (modulo de sílice y aluminio, el factor de saturación y el contenido de hierro).

El resultado de esta hoja de cálculo se traduce en diferentes gráficos en los que cada punto representa una combinación de caliza, marga y RCD que cumplen la formulación requerida por el clinker. Dentro del proyecto se contempló un gráfico por cada tipo de RCD determinado, aunque también sería posible obtener gráficos con combinaciones de distintos tipos de residuos. En este caso se debiera asegurar una homogeneidad química de la mezcla antes de entrar a formar parte del crudo con el que posteriormente se obtendrá el clinker.

El porcentaje óptimo de sustitución de RCD se estableció teniendo en cuenta el proceso de fabricación que se lleva a cabo en Lemona Industrial, S.A. En la siguiente figura se puede observar cuales fueron las diferentes etapas del proceso:



Los diferentes gráficos resultantes de la hoja de cálculo mencionada con anterioridad en función de la naturaleza del RCD utilizado en la experimentación son los recogidos a continuación:

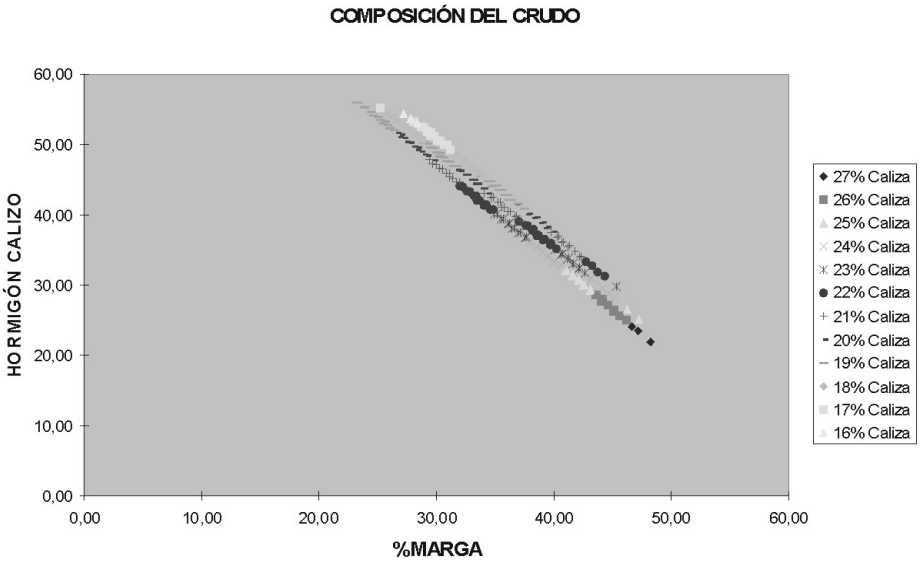


Gráfico nº 1. Diferentes porcentajes de sustitución de RCD de naturaleza caliza.

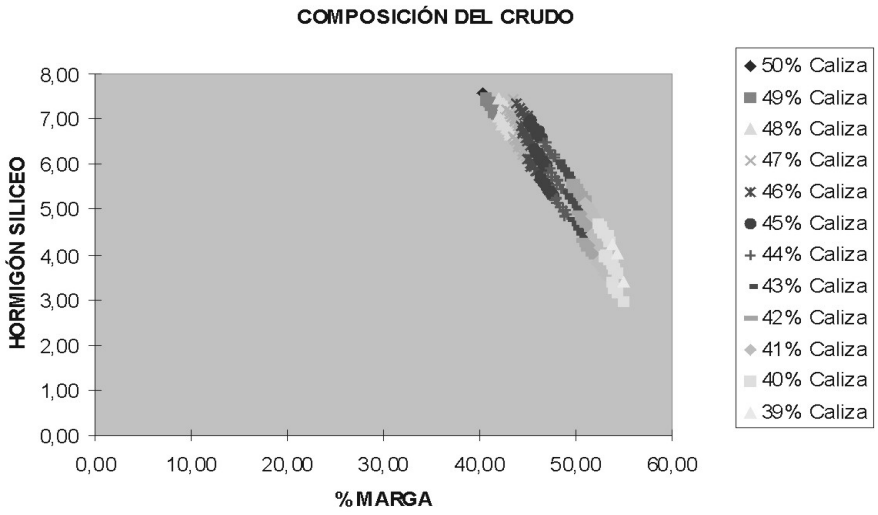


Gráfico nº 2. Diferentes porcentajes de sustitución de RCD de naturaleza silícea.

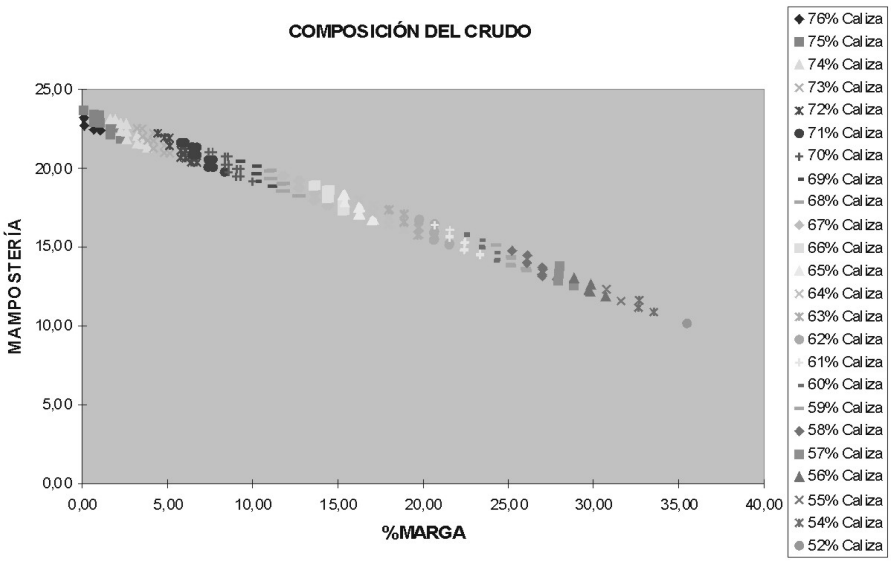


Gráfico nº 3. Diferentes porcentajes de sustitución de RCD de naturaleza pétrea y/o cerámica.

Mediante el empleo de la hoja de cálculo electrónica ha sido posible la determinación de las cantidades admisibles de RCD a adicionar a las materias primas naturales, en función de la naturaleza de éste último, realizando asimismo combinaciones entre los distintos tipos de RCD. El resultado es una tabla que recoge los rangos teóricos admisibles de sustitución.

Naturalmente, este estudio teórico recoge un orden de magnitud sobre la cantidad de materia prima natural que es posible sustituir por RCD en función de la naturaleza de este último. La realidad muestra que no existe, salvo excepciones muy puntuales, RCD de una única naturaleza, sino que normalmente es una mezcla de materiales. implica la necesidad de realizar un estudio individualizado por cada partida de material que vaya a incorporarse como materia prima en la fabricación de cemento.

Verificación de la conformidad del cemento fabricado utilizando RCD

Para confirmar la viabilidad técnica de utilización de RCD, Lemona Industrial, S.A. ha fabricado 100.000 t de cemento utilizando para ello 17.000 t de RCD, convenientemente tratado, procedente de dos ubicaciones distintas. Del total de RCD utilizados, 14.000 t tenían como procedencia un hormigón elaborado con áridos de naturaleza silícea, mientras que las 3.000 t restantes tenían como origen un hormigón elaborado con áridos calizos.En ambos casos los RCD fueron convenientemente tratados para ser introducidos al molino conjuntamente con el resto de materias primas (caliza y marga extraídas de cantera). Inicialmente, la adición del RCD fue efectuada en pequeñas dosis con objeto de estudiar su comportamiento durante la fase de molienda con el resto de mate-

Tabla nº 4. Diferentes porcentajes de sustitución en función de la naturaleza de los RCD.

Naturaleza RCD	Sustitución (%)	Caliza (%)	Marga (%)	Corrector Fe (%)
Hormigón (árido calizo)	20 - 55	16 - 27	22 - 48	2
Hormigón (árido silíceo)	3 - 8	39 - 50	40 - 55	2
Mampostería	10 - 23	52 - 76	0 - 35	2
50% Hormigón (árido siliceo) 50% Mamposteria	4 - 11	42 - 57	30 - 50	2
50% Hormigón (árido calizo) 50% Mamposteria	17 - 37	44 - 61	0 - 35	2
25% Hormigón (árido calizo) 75% Mamposteria	12 - 28	49 - 70	0 - 35	2
75% Hormigón (árido calizo) 25% Mamposteria	18 - 50	34 - 41	10 - 40	2

rias primas. Durante esta fase de molienda y cocción de la materia prima para la obtención de clinker se realizó un control exhaustivo del proceso. Al clinker producido le fueron realizados los siguientes ensayos:

- Composición química: SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3, CaO, MgO, SO_3, Na_2O, K_2O, pérdida al fuego, CaO libre, factor de saturación de la caliza, módulo de sílice, módulo de alúmina, C_3S, C_2S, C_3A, C_4AF así como la determinación del cromo soluble en agua.

- Propiedades físicas: distribución del tamaño de partícula y el grado de proceso de cocción.

El proceso de producción fue rigurosamente controlado en determinados aspectos tales como existencia de posibles obstrucciones en los sistemas de alimentación al horno, precalentadores, molinos etc, rango de temperaturas del circuito (pre-calentadores), consumo de combustible, con objeto de asegurar un adecuado proceso de combinación y cocción entre las diferentes fases minerales del crudo.

Tras analizar diferentes porcentajes de sustitución de ambos tipos de RCD utilizados en la experimentación se optó por sustituciones del orden del 10-15% del total de materia prima natural, lo cual está en consonancia con los valores teóricos aportados por la hoja de cálculo comentada con anterioridad.

Los cementos fabricados (CEM I 52,5 R; CEM II/A-V 42,5 R; CEM II/A-L 32,5 y III/A 42,5 SR) cumplieron todos los requisitos exigibles en la norma UNE 80301-96(6) vigente a fecha de proyecto. Además, el análisis de la composición de los gases a la salida del horno de clínker refleja la existencia de valores similares tanto en la fabricación de clínker usando marga y caliza tradicionales como usando RCD en sustitución parcial de las materias primas naturales, por lo que se concluye que no existen diferencias de proceso por el hecho de utilizar materias primas alternativas distintas a las tradicionales que tienen su origen en yacimientos naturales.

Utilización de RCD como adición al clinker

Dentro del proyecto también se ha acometido el estudio referido a la posibilidad de sustitución de las adiciones tradicionales al clinker por RCD para la obtención de los distintos tipos de cemento que se fabrican según las normas de referencia. Llegados a este punto es necesario comentar que la utilización de adiciones al clinker está sujeta a controles más estrictos que los exigibles en la fabricación de clinker, por lo que la utilización de RCD resulta bastante más restrictiva. Es necesario disponer de RCD de naturaleza única (p.e. procedente de hormigones sin ninguna otra fracción: cerámica…).

Por otra parte, el consumo de RCD es sustancialmente mayor en la fabricación de clinker que en la utilización de RCD como adición a este último, motivo por el cual el estudio realizado se ha circunscrito a escala de laboratorio, dejando para una fase posterior un estudio más específico a este respecto.

No obstante, Lemona Industrial, S.A. ha fabricado dos tipos de cemento: CEM I 52,5 R (97% clinker; 3% adición caliza) y CEM II/A-L 32,5 R (88% clinker; 12% adición caliza), utilizando un residuo "limpio" de demolición consistente en una única fracción 100% de hormigón de naturaleza caliza. En ambos casos se han establecido tres niveles de sustitución de la caliza natural por RCD: 0% (100% caliza natural usada como referencia); 50% de sustitución y 100% de sustitución.

Los cementos fabricados fueron sometidos a ensayos conforme a la normativa técnica vigente6 a fecha de proyecto, analizando el comportamiento fisico-químico y mecánico de los mismos. Adicionalmente se ha realizado un estudio del conocimiento de la finura de molido, como variable importante que influye en el resto de características de los cementos.

Aspectos medioambientales utilizando RCD en la fabricación de cemento

Dentro del Proyecto BRITE/EURAM se ha acometido asimismo un estudio comparativo basado en el análisis del ciclo de vida (ACV) resultante de fabricar cemento utilizando materia prima natural y resultante de utilizar RCD. El estudio realizado se ha basado en la metodología desarrollada por Lemona Industrial, S.A., abarcando el análisis tanto a la materia prima utilizada como a las diferentes fases del proceso de fabricación de cemento.

ACV referido al consumo de materia prima

En general se concluye con que los impactos que se han tenido en cuenta en el estudio: consumos de agua y de combustible, emisiones de polvo, emisiones de ruido, energía utilizada en la fase de extracción, energía necesaria para el tratamiento del material (machaqueo,…) y el transporte (en términos de litros de combustible por Km., sin considerar otros sub-impactos como ruidos, polvo, etc ocasionados por el transporte) son en general menores en el caso de utilización de materias primas alternativas, a excepción del impacto derivado del transporte, dado que mientras que la materia prima natural procede del entorno de la cementera, el RCD puede tener, y de hecho así ocurre, una procedencia distante en varios kilómetros de la fábrica de cemento.

Tras el análisis efectuado sobre la experimentación llevada a cabo en fábrica se concluye que los impactos derivados de la utilización de RCD en sustitución de la materia prima natural en elaboración de clinker se sitúan entre 0,92 y 1 en relación con los impactos derivados de la utilización del 100% de materia prima natural.

ACV referido a la fabricación del clinker

Dentro de esta parte del estudio se han tenido en cuenta las emisiones atmosféricas durante el proceso de cocción del crudo a 1450 ºC: gases de combustión y metales pesados. Tras el análisis efectuado se concluye que en la experimentación realizada en fábrica no existen diferencias significativas resultantes de la comparativa entre la utilización de materias primas 100% naturales y sustituciones del 10% de éstas por RCD.

No ha podido evaluarse la diferencia de consumo de energía por el hecho de utilizar materias primas descarbonatadas debido a que el porcentaje de sustitución (del entorno del 10%) no permite precisar variaciones significativas para este concepto.

ACV referido a la producción de cemento

En la producción de cemento, la molienda del clinker (conjuntamente con las adiciones) es el factor más importante que puede ser alterado utilizando RCD como materia prima:

La molturabilidad del clinker depende de las diferentes fases mineralógicas producidas durante la cocción del crudo, del tamaño y proporción empleada de RCD y por último de la granulometría obtenida en el clinker. En la experimentación llevada a cabo no se han observado diferencias en este sentido.

Por lo que respecta a la utilización de RCD como adición al clinker, durante la molienda el consumo de energía depende de la cantidad y composición del tipo de adición. En el caso de adiciones silíceas la molturación es más compleja, debiéndose emplear mayor cantidad de energía. En el caso de adiciones de naturaleza caliza no se observan diferencias significativas entre utilizar RCD y utilizar materias primas naturales. Hay otros impactos no analizados en el estudio particular llevado a cabo, pero que han de ser tenidos en cuenta de manera generalista, como son la minimización de impactos medioambientales derivados de las actividades extractivas de las materias primas naturales así como la disminución del vertido de residuos como consecuencia de la utilización de RCD en ésta y otras aplicaciones dentro del sector de la construcción.

7. CONCLUSIONES

La utilización de RCD plantea en general unas posibilidades de utilización dentro del sector de construcción en general, y dentro de la fabricación de cementos en particular, derivada de su aptitud para formar parte como materia prima sustitutiva de la materia prima natural, tal y como ha quedado demostrado con la realización del proyecto BRITE/EuRAM1 descrito. Esta circunstancia se ha visto favorecida por la creación y puesta en práctica de políticas medioambientales que fomentan la utilización de materias primas alternativas. Del estudio realizado cabe resaltar los siguientes aspectos:

- Aunque actualmente el reciclado de RCD en España es todavía escaso, las tendencias observadas en los últimos tiempos en cuanto a su utilización auguran un reciclaje creciente.

- Es técnicamente factible el empleo de RCD de distinta naturaleza, convenientemente tratados, para la obtención de productos de construcción de amplio espectro, destacando entre ellos al cemento.

- Se ha comprobado que la sustitución de parte de la materia prima tradicional por estos residuos en la fabricación de clinker es técnicamente posible.

- También es factible el empleo de RCD en sustitución de las adiciones al clinker para la fabricación de los distintos cementos demandados por el mercado, aunque la complejidad en este caso es mayor derivada de un control más estricto sobre las adiciones según las normas de referencia.

- Los RCD que muestran una mejor predisposición a ser usados en la fabricación de cemento han sido los que poseen áridos de naturaleza caliza.

- Los cementos fabricados con clinker en los que se ha utilizado RCD tienen la misma calidad que aquellos fabricados con materias primas naturales. Los valores de emisiones durante la fabricación del clinker reciclado son similares a los obtenidos durante la fabricación de cementos utilizando materia prima tradicional procedente de cantera.

- De igual forma, la comparativa de los análisis de ciclo de vida realizados a las materias primas y proceso de fabricación de cemento utilizando 100% de materia prima natural y utilizando RCD en sustitución parcial de esta última indican, en general, que se mejoran los aspectos ambientales del proceso cuando se utilizan éstos.

8. BIBLIOGRAFÍA

1. BRITE/EuRAM BE-2145 “Construction Recycling Technologies for High Quality Cement and Concrete” 1996-2000. Lider: Lemona Industrial, S.A. (España). Resto de participantes: LABEIN (España); BAM, HOLZMANN; PRÜFTECHNIK (Alemania); TEL, BRE (Reino Unido).

2. “Residuos, Guía Técnico - Jurídica” Ediciones Mundi-Prensa, 1998.

3. “Plan Nacional de Residuos de Construcción y Demolición (PNRCD) 2001-2006”. Acuerdo de Consejo de Ministros de fecha 1 de Junio de 2001. Publicación en el B.O.E. el 12 de Julio de 2001.

4. “Construction and Demolition Waste Management Practices, and Their Economical Impacts”. Report to DGXI, European Commission. February, 1999.

5. Comité Técnico de Normalización AENOR CTN-146 “Áridos”. Grupo “Ad Hoc” creado en 1996 para el análisis de los áridos reciclados procedentes del tratamiento de RCD.

6. UNE 80301. Cemento. Cementos comunes. Composición, especificaciones y criterios de conformidad. Marzo 1996. Posteriormente sustituída por la norma UNE-EN 197-1:2000.

Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Otoño 2004
Ciclo 46



El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector. Los seminarios programados para el cuadragésimo sexto ciclo, correspondiente al otoño de 2004, son los siguientes:

07 OCTUBRE

Juan Miguel Hernández de León
Dr. Arquitecto
Escuela de Arquitectura, UPM

Álvaro Siza
Arquitecto
Álvaro Siza Arquitecto, LDA, Oporto

Reforma y acondicionamiento del Paseo del Prado en Madrid

21 OCTUBRE

Francisco González de Posada
Dr. Arquitecto y Lic. en Física
Escuela TS de Arquitectura, UPM

Evacuación del calor de hidratación del hormigón en grandes masas

04 NOVIEMBRE

Jaime Fernández Gómez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTEMAC - Madrid

Elez Dervisevic
Ingeniero Civil
ARMATEK - Madrid

Avances en el uso de las armaduras industrializadas en el hormigón

18 NOVIEMBRE

Francisca Puertas Maroto
Dra. en Ciencias Químicas
Instituto Eduardo Torroja, CSIC

Cementos y hormigones de escorias activadas alcalinamente

02 DICIEMBRE

Antonio Cruz Villalón
Antonio Ortiz García
Arquitectos
Cruz y Ortiz Arquitectos, Sevilla

Estadio de Atletismo de Madrid y su ampliación

16 DICIEMBRE

César Bedoya Frutos
Francisco Javier Neila González
Dres. Arquitectos
Escuela TS de Arquitectura, UPM

Concurso Solar Decathlon 2005

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

Seminarios **Torroja** Programación

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

Los requerimientos ambientales en la toma de decisiones sobre estructuras de hormigón

The environmental requirements in the decision making process on concrete structures

A. Aguado

A. Josa

G. Ormazábal

B. Estévez

A. Cardim

RESUMEN

Hoy en día, las estructuras de hormigón se las evalúa desde distintos puntos de vista y con planteamientos separados desde el punto de vista metodológico (seguridad, medioambiente, economía, etc,). Esa falta de homogeneidad conduce a que la toma de decisiones respecto a diversas alternativas que puedan plantearse, se basen más en experiencias personales o empresariales, que en estudios rigurosos, tanto por falta de herramientas como de datos completos y fiables.

En el presente artículo se muestran los pasos dados por los autores en estos últimos años cara a poder superar estas limitaciones y así obtener herramientas de tomas de decisiones rigurosas en base a unos datos completos. Ello implica la adopción de la metodología del Análisis del Valor (AV) para el sector de la construcción y, en los temas ambientales el Análisis de Ciclo de Vida (ACV), habiéndose trabajado para completar los datos (creación de un inventario de áridos procedentes de hormigón reciclado) y, por otro lado, en el análisis de fiabilidad de los propios inventarios, en este caso, los correspondientes a los cementos europeos, de los que se ha dispuesto de 21 cementos.

SUMMARY

Nowadays, concrete structures are assessed from different points of view and with separated methodological approaches for the different criteria taken into account (safety, environment, economy, etc.). This lack of homogeneity leads to a situation in which the decision making process of the different alternatives considered is based more in personal or company experiences than in rigorous studies. This is caused by the lack of both tools and reliable and comprehensive data.

In this paper, the steps followed by the authors during the last years to overcome these limitations and define appropriate tools for conducting rigorous decision making processes based on comprehensive data are presented. This implies the use of the Value Analysis methodology for the construction sector and of the Life Cycle Assessment methodology for the environmental matters. Additionally, the work carried out to complete the available data (setting up of an inventory for aggregates coming from recycled concrete) and to assess the reliability of 21 existing life cycle inventories of European cements, is also presented.

1. INTRODUCCIÓN

El uso efectivo de los recursos naturales y la preservación del medio ambiente son dos de los problemas más urgentes que tiene que afrontar la sociedad actual para mantener un desarrollo sostenible. El importante crecimiento de la población mundial registrado en la segunda mitad del siglo XX, demandando a un mismo tiempo la generación de nuevas construcciones de viviendas, industrias, e infraestructuras para proveer unos adecuados niveles de vida, refleja de cierta forma la magnitud de recursos que hoy en día gestiona la industria de la construcción.

Durante el citado siglo y en lo que se vislumbra del presente siglo, el hormigón se ha configurado como el material de construcción de uso más generalizado, por sus adecuadas prestaciones, lo que conlleva que esta industria del hormigón sea, actualmente, una de las principales consumidoras de recursos naturales, cifrados en diez mil millones de toneladas por año, Metha K. (2000). Consecuencia de estos elevados consumos son los efectos derivados de los mismos, así en la producción de cemento y hormigón se está generando 8% de la cantidad total mundial de CO_2 emitida a la atmósfera Aitcin P. (2000).

En el contexto de la industria del hormigón, las bases para establecer una construcción sostenible, deberían incluir un justo balance entre, el desarrollo de las modernas infraestructuras necesarias para satisfacer un adecuado nivel de vida y el uso controlado de los recursos naturales del planeta, tomando conciencia a un mismo tiempo de los problemas de contaminación ambiental, buscando adoptar las tecnologías necesarias para disminuir las emisiones de CO_2 y otros gases contaminantes. En esta dirección se pueden plantear numerosas políticas de actuación, en las que evidentemente está la utilización de áridos procedentes de demoliciones de estructuras de hormigón, para nuevas construcciones, si bien en esta dirección queda aún pendiente cuantificar la magnitud de la contaminación ambiental producida en los procesos de reciclaje de residuos de construcción. Esto nos permitirá, entre otras cosas, poder comparar y evaluar las cargas ambientales producidas en los procesos de extracción de áridos naturales vs áridos de reciclaje.

Para la valoración de los impactos ambientales se pueden utilizar diversas metodologías de trabajo, estando bastante asumida la correspondiente al Análisis del Ciclo de Vida (ACV), a partir de la evaluación de los *inventarios de ciclo de vida* (ICV). A este respecto, la situación actual muestra la existencia de una gran cantidad de bases de datos conteniendo numerosos inventarios, en los distintos ámbitos de la actividad industrial, productiva y de servicios. Sin embargo, la mayor parte de ellos, corresponden a los procesos de obtención de materias primas, fabricación de productos, transportes y energías, disponiendo de una información aún limitada en lo que tiene que ver con los procesos de disposición de residuos, es decir el vertido, la incineración y reciclaje de materiales o productos. En el caso del hormigón, la fase posterior a la demolición está prácticamente excluida de los inventarios disponibles, quedando aún pendiente la implementación de los inventarios de reciclaje y vertido.

Por otro lado, aún partiendo de la base que todos los temas ambientales los tuviésemos bien resueltos, no están implementadas y generalizadas metodologías de trabajo que ayuden a la toma de decisiones, con cierto nivel de rigor científico, alejadas de la contraposición de posiciones entre ecologistas y "economistas". Una metodología utilizable en esta dirección podría ser el Análisis del Valor (AV) que permitiría integrar de forma ordenada los diferentes requerimientos que se planteasen en el concepto de sostenibilidad, asociado a los diferentes puntos de vista del análisis.

En este contexto se ha desarrollado unas líneas de investigación siempre aplicadas a estructuras de hormigón que han conducido a diferentes tesis doctorales con distintos objetivos: análisis de los inventarios disponibles de los cementos europeos y propuestas para un inventario nacional, Cardim (2001), propuesta de un Sistema Integrado de Toma de Decisiones (IDS) en base al Análisis del Valor, Ormazabal (2002) y propuesta de un inventario de hormigón reciclado en base a las experiencias existentes en Cataluña, Estévez (2004).

El objeto del presente artículo, dentro del espíritu de esta publicación, es mostrar de forma resumida estos trabajos, resaltando el interés que tiene este camino en el ámbito del hormigón. Previamente a esta revisión se presenta el marco global que da sentido a todas estas investigaciones y otras que se están desarrollando dentro de la misma línea de trabajo.

2. MODELO GLOBAL DE ACTUACIÓN

Las actividades desarrolladas se enmarcan dentro de un modelo global que pretende superar los planteamientos separativos existentes en el sector, desde diversos puntos de vista: agentes intervinientes, etapas del proceso constructivo, etc. Para ello, en primer lugar se hace una visualización de todo el conjunto, tal como se representa en los tres ejes de la figura 1. Estos tres ejes corresponden a los *requerimientos* de la estructura (Seguridad, funcionalidad, estética, economía, medio ambiente, sociales, etc,), los *componentes* de la estructura (cimentaciones, estructura, cerramiento, instalaciones, etc,) y el *tiempo* representando al ciclo de vida de la estructura, el cual se desglosa en las etapas que se definen en la misma figura (Aguado y Casanova, 1997).

Hay que resaltar que habitualmente el análisis de nuestras estructuras se hace, usualmente, de forma totalmente disociada, sin integración de los distintos ejes. Así, por un lado, se estudian los aspectos relativos a la seguridad y, por otro, los relativos al medio ambiente, con herramientas totalmente diferentes difíciles de integrar entre ellas. Esto se repite cuando se estudian los aspectos relativos a la etapa del proyecto disociados a la etapa del mantenimiento, aunque se está avanzando en esta dirección.

Ahora bien este modelo global permite definir alcances más limitados que permitan los estudios correspondientes a una etapa en concreto, frente a unos determinados requisitos y para un componente en concreto de la estructura. En la figura 2 se muestra un ejemplo en el campo de la edificación, en el que para un panel de cerramiento de un determinado edificio se puede estudiar el mismo en la fase de ejecución frente a sólo dos criterios determinados.

Este planteamiento permite hacer análisis comparado de soluciones, en base a los criterios previamente establecidos, permitiendo, por otro lado, una buena articulación de los límites del sistema, punto este que suele estar no bien definido en algunos de los inventarios existentes, tal como se comenta más adelante.

La articulación de este planteamiento, permite hacer estudios comparativos para toma de decisiones desde aspectos estratégicos, tales como un trazado de una línea de alta velocidad ferroviaria, a aspectos más específicos, por ejemplo pasos inferiores de autopistas y autovías con soluciones in situ

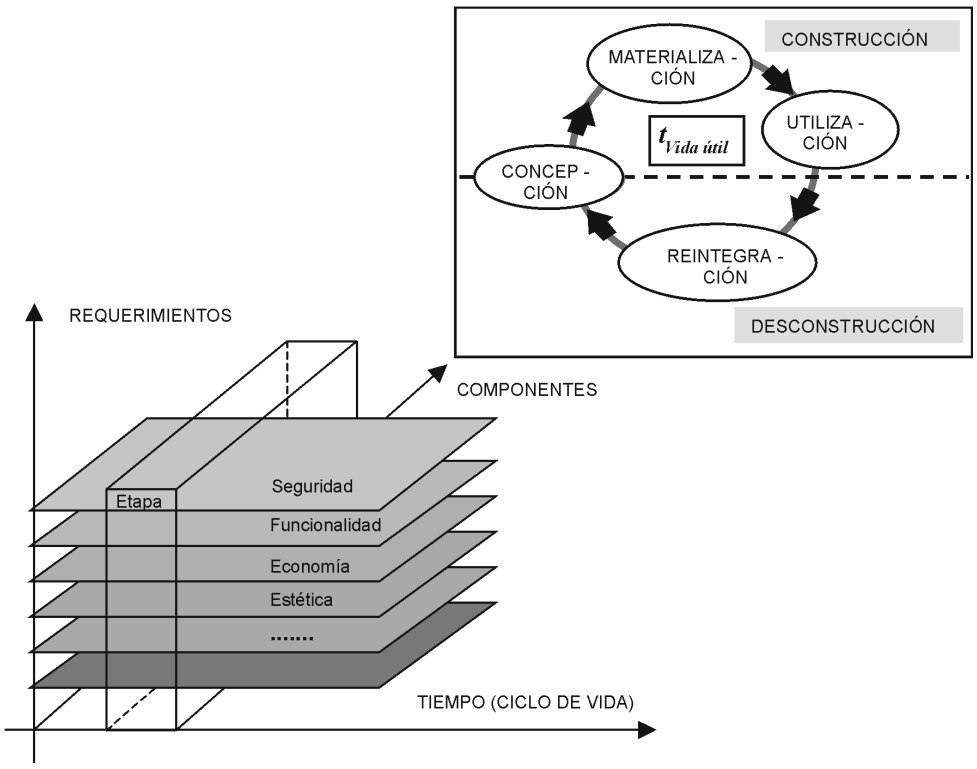


Figura 1. Visualización del modelo global y del ciclo de vida con las etapas asociadas al mismo.

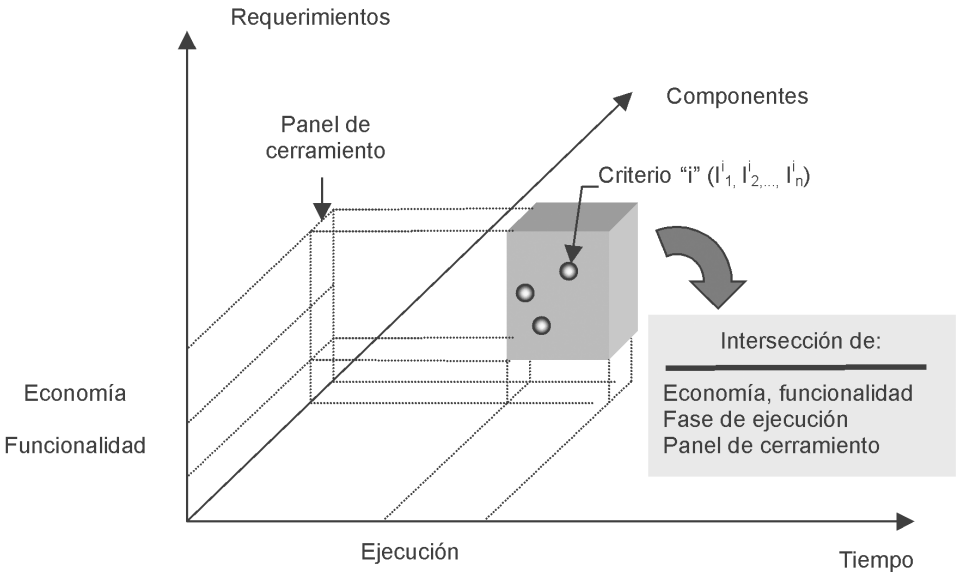


Figura 2. Visualización de la metodología de análisis para un caso concreto.

o solución prefabricada (Ormazabal et al, 2002). Asimismo permite estudiar temas de construcción ya sea en el ámbito civil como en el ámbito industrial, tal como se está desarrollando en la actualidad dentro del proyecto MIVES, aprobado por el Ministerio de Educación y Ciencia.

Una dificultad añadida, cuando se quiere integrar diferentes requerimientos y forma de evaluar los mismos, son las herramientas matemáticas empleadas en la valorización de las soluciones. En lo que sigue se muestran las bases utilizadas en estos casos dentro de las líneas de investigación del grupo.

3. EL IDS (SISTEMA INTEGRADO DE TOMA DE DECISIONES)

3.1. Introducción

La evolución del mercado y por ende de la demanda del sector de la construcción hace que hoy en día sea cada vez más necesario el desarrollo de un plano transversal de estudio que integre las diversas vertientes del proyecto en vistas a buscar una mayor competitividad, de acuerdo a lo expuesto en el apartado anterior. La nueva clave del éxito no será ya tan sólo

la alta productividad, sino la gestión orientada a los requerimientos de cada cliente y la capacidad de adaptarse a una demanda y un entorno en cambio continuo y rápido. Dicho plano transversal está constituido por los aspectos de gestión del proyecto, en los que adquiere una singular importancia el problema de la toma de decisión.

Desde esta perspectiva, en lo relativo a la vertiente metodológica, en lo que sigue, se presenta un instrumento de toma de decisiones de nueva creación, al que se denomina IDS (**I**ntegrated **D**ecision **S**ystem), y cuya descripción detallada se recoge en el estudio realizado por Ormazabal (2001), del cual este artículo supone un escueto resumen. Dicho sistema se articula en torno a dos conceptos que constituyen los ejes principales de la propuesta: el valor y el riesgo. Por otro lado, la razón de ser de la denominación de "sistema" corresponde a su concepción como conjunto de elementos: conceptos, formulaciones, métodos, metodologías y herramientas.

La propuesta se define y describe con un carácter general, aplicable a cualquier ámbito de la gestión, si bien se adapta y particulariza el estudio para el campo específico de la gestión de proyectos constructivos. Asimismo, se ha explorado su potencialidad a través del estudio de su aplicabilidad, en primer lugar en el ámbito de una técnica de gestión, la metodología del valor o *Value Management*, y posteriormente en el campo más general de la gestión de proyectos o *Project Management*. En el primer caso se ha realizado también un estudio para su aplicabilidad en el seno del sector de la construcción española. Finalmente se hace una ulterior investigación de la aplicabilidad del sistema propuesto en el ámbito de la gestión de organizaciones. De entre todas las potenciales aplicaciones, este artículo centra su atención en la aplicación de la nueva herramienta en el ámbito de la metodología del valor.

3.2. El sistema IDS

Tal como se apuntaba anteriormente, la trascendencia de la toma de decisión en la gestión de proyectos constructivos es algo universalmente reconocido, tanto en el mundo profesional como en el ámbito académico (Heredia, 1995; Kenzner, 2001). La cuestión empezó a tratarse de forma teórica en el ámbito de la economía y la gestión empresarial. Entre las aportaciones más notables desde el punto de vista histórico destaca, entre otras, la de Von Neumann y Morgenstern (1947). Sin embargo, a lo largo de los años empezó a despertarse el interés por la cuestión en el ámbito de la construcción (e.g. Stone, 1966; Burt, 1978), hasta el reciente desarrollo de diversos modelos para la toma de decisión en diversos aspectos de la gestión de la construcción, principalmente entorno a la contratación y el diseño.

En este contexto, el sistema IDS aporta un modelo o estructura de razonamiento para el o los responsables de tomar la decisión que integra los diversos aspectos anteriormente mencionados. Incorpora también un aparato matemático que, a través de la lógica difusa ("fuzzy logic"), permite una evaluación flexible de las diversas alternativas, teniendo en cuenta que algunos de los parámetros serán de carácter cuantitativo (costes, plazos, variables físicas) y otros tendrán un cariz más intangible (aspectos estéticos, sociales, etc.). Por consiguiente, el objetivo del sistema de decisiones propuesto es servir de apoyo metodológico para conseguir un estudio más riguroso de la decisión, objetivizándola al máximo e integrando de forma coherente las diversas vertientes y las múltiples variables del problema, las cuales dependerán de las características del caso considerado. El sistema IDS se estructura en tres elementos principales (Ormazabal, 2002):

- el concepto de VALOR y su modo de medición o evaluación
- el concepto de RIESGO y su tratamiento matemático
- un proceso metodológico denominado ACE con relación a sus fases principales (Análisis, Creatividad y Evaluación), donde se integran los dos elementos anteriormente especificados.

El concepto de valor que sirve de base al planteamiento es el modelo sistémico que se muestra en la figura 3. Tal como se observa, se define el valor de una alternativa como el grado

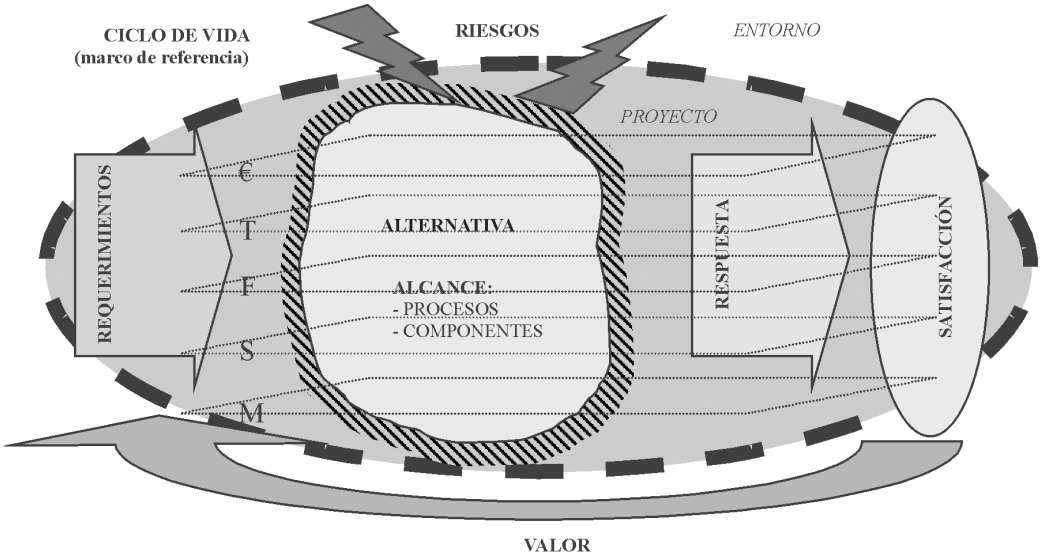


Figura 3.- Elementos principales de la definición sistémica del valor adaptada a proyectos constructivos.

de satisfacción que aporta respecto a los requerimientos del proyecto en los diversos planos de evaluación (económico, temporal, funcional, social y medioambiental).

Este concepto de valor se cuantifica a través de un aparato matemático coherente con lo descrito en la figura anterior, a través de una función de valor de carácter multiatributo que contempla la multiplicidad de requerimientos que en el caso general existirán en un proyecto constructivo. La descripción detallada del planteamiento se recoge en Ormazabal (2002).

El concepto de riesgo se define como una incertidumbre en el juicio por la falta de conocimiento perfecto en la previsión de los resultados relativos a los diversos planos de estudio considerados o por la posible variación de estos a causa de sucesos o agentes que tengan influencia sobre la realidad considerada. Se distingue, por tanto, entre dos tipos de riesgo, con un tratamiento matemático diferenciado:

– *riesgos especulativos*: se define así la incertidumbre asociada al conocimiento de un cierto resultado.

– *riesgos puros*: son los factores que pueden producir una variación en el valor del proyecto, produciendo una modificación en los parámetros de respuesta (sobrecostes, retrasos, etc.).

El tratamiento de los riesgos especulativos se articula a través del uso de la matemática difusa (fuzzy logic), usualmente aplicada en el entorno de las técnicas de inteligencia artificial. Por su parte, los riesgos puros se cuantifican a través de un planteamiento matemático análogo y coherente con el del concepto de valor. La descripción de dichos tratamientos matemáticos se recoge en Ormazabal (2002).

Los conceptos y modos de evaluación definidos anteriormente se integran en un proceso metodológico denominado ACE, cuya estructura es la indicada en la figura 4. Según se visualiza en la citada figura, dicho proceso se define de forma flexible, de modo que permite una retroalimentación continua entre sus fases. Por otro lado, el proceso ACE se plantea como una estructura de razonamiento, aplicable de modo cuantitativo mediante el uso de los modos de medición anteriormente explicados, o de manera cualitativa, a través de la consideración de los modelos conceptuales y la estructura de trabajo que introduce.

3.3. El IDS como articulación metodológica del VM en la construcción

Una de las múltiples aplicaciones del sistema IDS, diseñado con vocación generalista, es su adaptación en el contexto de la metodología del valor. Según se recoge en el estudio realizado por Ormazabal (2002), existe un interesante campo de investigación en lo referente a la aplicación de esta técnica en el ámbito de la construcción española. También se pone de manifiesto en este sentido la conveniencia de diseñar un esquema metodológico compatible con las características y rasgos culturales propios de la región mediterránea, así como del sector de la construcción en estas latitudes. Las características que debería cumplir dicha propuesta metodológica se sintetizan en la tabla 1.

Si bien el contenido de la tabla anterior tiene un componente opinable, ayuda a centrar el contenido de la aportación que el nuevo sistema pretende introducir en el sector. De hecho, pretende ser una herramienta para incentivar la introducción de una técnica -el Análisis de Valor o VM- que puede suponer un punto de mejora e innovación importante en este ámbito. Entre las ventajas de la aplicación de esta metodología en el sector de la construcción podrían citarse las siguientes (Norton & McElligot, 1995):

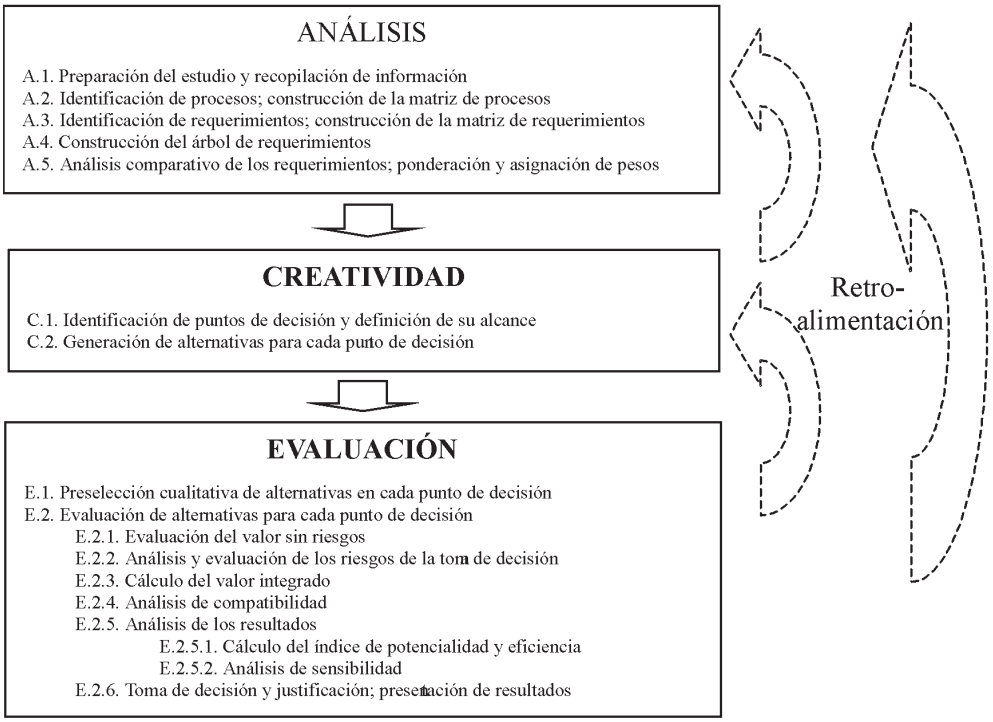


Figura 4.- Esquema del proceso ACE (Ormazabal, 2002).

Tabla 1. Características requeridas a una hipotética aplicación de la metodología del valor en el ámbito español.

Puntos clave de la gestión de proyectos constructivos en España	Característica requerida
Características del sector	- Versátil: aplicable en muchos tipos de organizaciones - Simplificable
Menor cultura de trabajo en equipo que en otros países	- Simple desde un punto de vista organizativo
Concepción española del ciclo de vida de un proyecto constructivo	- Aplicable en cualquier punto del ciclo de vida - No ligado a una concepción determinada del ciclo de vida
Variabilidad de los proyectos de construcción	- Aplicable a cualquier tipo de proyecto - Adaptable para la integración de otras técnicas
Estilo o "rasgos culturales" de la gestión en el entorno de la construcción en España	- De aplicación flexible - Estructurado - Cuantificable y racional - Dirigido mediante un liderazgo claro
Carencias y problemas del sector de la construcción en España	- Integración de todas las partes implicadas - Debe aportar un enfoque global del proyecto - Dirigido a mejorar la comunicación entre las partes - Medio de planificación y previsión
Tendencias del sector de la construcción en España	- Debe recoger las nuevas sensibilidades sociales - Debe ser integrable con los avances tecnológicos y organizativos - Debe suponer un paso para integrar la construcción española en la del resto de Europa y del mundo

– Aporta un fórum para todas las partes implicadas en el proyecto

– Supone una revisión autorizada y global del proyecto, y no sólo de algunos elementos

– Identifica los condicionantes, puntos clave y problemas del proyecto que podrían ignorarse de no realizar un estudio de estas características

– Trata el total del ciclo de vida, no sólo los costes iniciales o de construcción

– Remedia las deficiencias, omisiones y aspectos superfluos del proyecto

– Identifica y elimina costes innecesarios

– Aporta un medio para identificar e incorporar mejoras en el proyecto

– Cristaliza los objetivos y necesidades del cliente

– Aporta información a los gestores que les permitirá tomar decisiones integradas y fundamentadas

– Permite un gran ahorro con una inversión mínima.

Además, el estudio de Ormazabal (2002) recoge un análisis más pormenorizado de dichas ventajas en la construcción española, a partir de algunas aportaciones relativas a esta técnica propias del ámbito español (e.g. Albaigès, 1997). Asimismo, el citado trabajo también analiza la aportación de la nueva estructura metodológica respecto los desarrollos precedentes en el ámbito académico internacional.

4. ESTUDIO DE LOS INVENTARIOS

4.1. Introducción

En los últimos años, se ha tomado conciencia de que la obtención de productos más beneficiosos para el medio ambiente, demanda un estudio del impacto medioambiental originado en los procesos durante el ciclo de vida total del producto, en el que se incorpora todas las etapas, incluida la desconstrucción (por ejemplo, a través de la demolición y reciclado).

Para hacer cualquier evaluación a través de ACV se requieren unos inventarios, por un lado, numerosos y, por otro, fiables. Respecto al primer aspecto es posible encontrar en las bases de datos de acceso público, un número relativamente significativo de inventarios de ciclo de vida (ICV) con relación a productos de nueva extracción sin embargo no es tan frecuente encontrar inventarios relativos a materiales reciclados, en especial en su uso en la construcción. Así en la tabla 2 se presentan los inventarios, referentes a procesos de reciclaje de diferentes productos, encontrados en diferentes bases de datos: BUWAL 250 (PRé Consultants B.V. 1997), Data Archive (PRé Consultants B.V. 1997), y LCAiT (CIT Ekologik 2001).

Con respecto a la fiabilidad, ya sea de inventarios de materiales de nueva extracción o reciclados, hay que señalar que pueden existir variaciones significativas en la misma, ya sean por la indefinición en los límites de los sistemas analizados como de las imprecisiones en las propias determinaciones.

Tabla 2. Inventarios de reciclaje de distintos tipos de materiales.

	Materiales de uso en construcción			Otros materiales (análisis para el uso doméstico)			
	PVC	Acero	Hormigón	Vidrio	Aluminio	Papel y cartón	Plásticos
BUWAL 250	1	1	0	1	1	3	6
Data Archive	1	1	0	1	1	3	6
LCAiT		1	0		3		3
Total	2	3	0	2	5	6	15

4.2. Análisis de los inventarios existentes de cementos

Con relación a la fiabilidad de los inventarios existentes, dentro del grupo se ha trabajado en el análisis de los inventarios de cementos europeos (21) a los que se ha tenido acceso. Este estudio corresponde a la tesis doctoral de A. Cardim (2001) En los estudios de fiabilidad, es preciso elegir un proceso simple para no introducir, desde el punto de vista de método científico, más variables que distorsionen el análisis. Por ello, se toma como proceso de referencia, la fabricación de un (1) kg de cemento, realizando un ACV de esta unidad de análisis, el cual no es objeto de esta comunicación. Los límites comprenden las fases desde la extracción de las materias primas para la fabricación del clinker hasta la salida de fábrica del producto.

Estos corresponden a los aportados por INTRON (1997) y por SimaPro (1997). Este último inventario se engloba dentro de la documentación suministrada con el programa SimaPro y corresponden a ejemplos de cementos tipo (I, II, III y IV), dentro de una estructura más general en la que se incluyen materiales muy diversos. Por su parte el inventario correspondiente a INTRON es un inventario específico del sector (Cembureau), si bien obtenido a partir de superposición de aportaciones individuales, no fruto de una campaña estructurada dentro del sector, por lo que se evidencia una falta de homogeneidad en los datos y en el tratamiento. Asimismo, en Josa et al. (2004), se han incluido 5 cementos finlandeses.

A manera de ejemplo de los resultados en la tabla 3 se muestran las emisiones de CO_2 de los registros de cada inventario. Asimismo se incluyen los resultados de la estimación numérica de los mismos, para cada uno de los cementos, a partir del modelo propuesto por la IPCC (1996). Con ello se pretende tener una herramienta de análisis en paralelo, sobre la fiabilidad de los datos registrados en cada inventario.

Tabla 3.- Emisiones de CO_2 (en gramos) de cada etapa según cálculo (modelo IPCC) y las totales registradas en cada inventario.

Tipo	Nomenclatura Original	Emisiones de CO_2 (gramos)				
		Cálculo teórico según modelo IPCC				Según inventarios
		Descarbonatación (A)	Combustibles fósiles (B)	Electricidad (C)	Suma (A+B+C)	(D)
I	Cement Portland I	476,67	309,07	55,97	841,71	355,00
	Cement CH	491,89	277,10	74,08	843,06	810,00
	Cement N	481,75	352,89	14,38	849,01	813,00
	Portlandcement NL1	476,67	261,61	66,14	804,43	853,00
	Cement S	481,75	368,06	4,439	854,24	805,00
	Cement SF1	481,75	379,26	50,40	911,41	780,00
	Cement SF2	481,75	294,12	15,86	791,73	812,70
II	Cement Portland	481,75	263,93	34,16	779,84	918,30
	Portlandcement A	400,61	244,09	30,71	675,41	586,00
	Portlandcement NL2	395,54	237,52	24,13	657,19	807,00
	Portlandcement NL3	375,25	261,61	66,14	703,01	289,00
III	Cement Hoogoven I	152,13	144,18	62,48	358,79	221,70
	Blastfurnace slag cement	126,78	77,477	71,49	275,74	334,00
	Blastfurnace slag NL1	116,63	61,779	59,70	238,11	212,00
	Blastfurnace slag NL2	121,70	83,592	73,63	278,93	134,00
IV	Portlandashcement	354,97	195,82	35,75	586,54	692,90

Los resultados presentados muestran una buena concordancia entre los valores registrados y los estimados. En la misma puede apreciarse que las emisiones de CO_2 corresponden, principalmente (más del 90 % en los cementos tipo I), a las emisiones derivadas de las reacciones químicas que se producen en el horno de fabricación del clinker y de los combustibles utilizados en el mismo. Las menores emisiones que se producen en los cementos a medida que aumentan las adiciones (cementos tipo III y IV), son consecuencia de que estas son menos contaminantes. Además, en ellas no se ha tenido en cuenta el efecto favorable de reutilizar un residuo industrial.

No obstante la buena concordancia señalada, en la citada tabla puede verse que para el cemento denominado Cement Portland I del inventario SimaPro, la emisión de CO_2 (355 gramos) es claramente inferior al resto de los cementos del grupo, lo cual puede reflejar un error numérico, o bien que los límites del sistema del citado cemento están mal definidos Una situación similar se da en el cemento denominado Portlandcement NL3 del inventario Cembureau en el que la emisión de CO_2 (289 gramos) es muy inferior a la que corresponde a su grupo. En la ficha de este cemento se da un tratamiento unitario y puede que no se hayan considerado aspectos relativos a la producción del clinker que sí se incluyen en el cemento denominado Portlandcement NL2.

4.3. Inventario de hormigón reciclado

El objetivo de este estudio, encuadrado en la tesis doctoral de B. Estévez (2004) es la elaboración de un inventario del proceso de reciclaje de residuos de hormigón, que de cómo resultado áridos secundarios aplicables en la elaboración de nuevos hormigones. Esto implica que será necesario considerar unas materias primas procedentes de residuos de hormigón, sin mezcla de otros materiales (supone la existencia de sistemas previos de clasificación).

En el citado trabajo, los límites del subsistema responden al tipo *de la puerta a la puerta* dado que solamente incluyen los procesos correspondientes al reciclaje del hormigón, sin tener en cuenta los procesos de obtención de las materias primas a partir de la demolición de los distintos tipos estructurales, ni el transporte desde el origen hasta la planta de reciclaje, ni la expedición final de los áridos de reciclaje, tal como se puede ver en la figura 5. En ella se observan los procesos considerados en el subsistema. El primero corresponde a un transporte interno, con pala cargadora desde el depósito de residuos de hormigón hasta el equipo de trituración. El segundo es el correspondiente al proceso de trituración en planta de reciclaje móvil, con trituradora de impacto, siguiendo el orden de operaciones que se representan en la citada figura y el tercero corresponde al transporte interno, con pala cargadora desde la salida del equipo de reciclaje hasta el depósito de áridos reciclados para su acopio, antes de salida de planta.

La unidad funcional se puede definir como *el reciclaje de una tonelada de hormigón proveniente de residuos de demolición (RCD),* y engloba todos los procesos correspondientes a la trituración y obtención de áridos desarrollados en la planta de reciclado de áridos. Los flujos de entrada y salida del subsistema, los constituyen los residuos de origen pétreo (en este caso solamente hormigón), como entradas; y por otra parte los áridos de reciclaje, las emisiones y los principales residuos como salidas. Los áridos para reciclado se presentan en tres tipos de granulometrías: gruesos (fracciones > 45 mm), todo uno (fracciones comprendidas entre 20 y 45 mm) y finos (fracciones comprendidas entre 0 y 20 mm).

De acuerdo a las instrucciones de la Norma ISO 14041:1998[1], en la etapa de recogida de los datos, se debe cumplir determinados requisitos de calidad para lograr la fiabilidad de los mismos. Estos datos se han obtenido a partir de las centrales de reciclaje de residuos pétreos localizadas en Cataluña. Según el B.O.E. (12 de julio de 2001), en España existe una red de aproximadamente una docena de plantas de reciclaje móviles distribuidas en todo el territorio nacional, de las cuales cuatro de ellas se localizan en Cataluña, con características operacionales y técnicas similares. Quizás la característica que más las distingue desde el punto de vista del

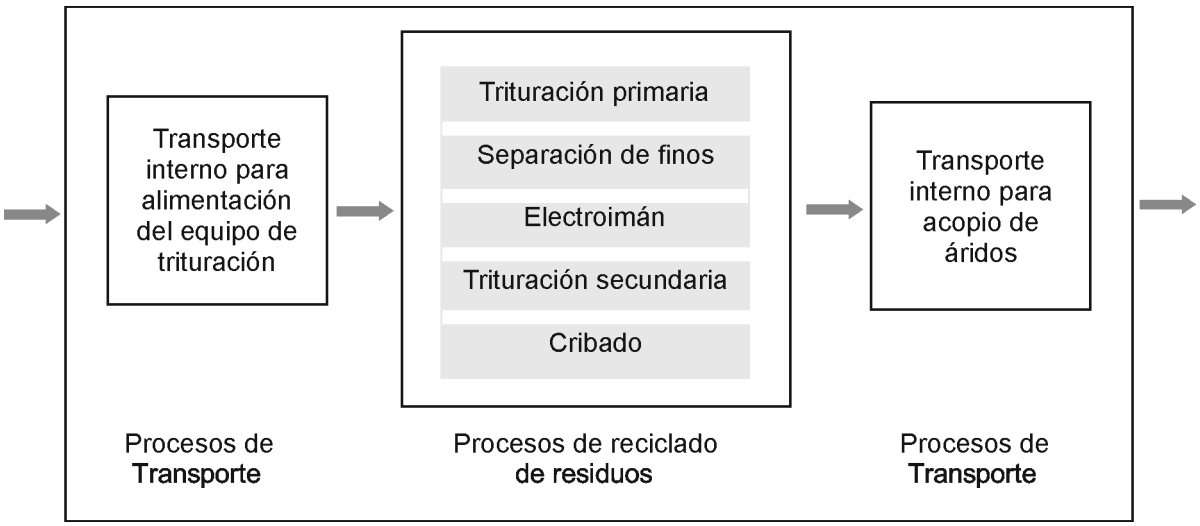


Figura 5. Representación del subsistema de reciclaje del hormigón utilizado para la determinación del ICV.

[1] ISO 14041:1998 (E). Environmental management – Life cycle assessment – Goal and scope definition and inventory analysis. International Standard.

Tabla 4.- Emisiones del inventario de reciclaje del hormigón que presentan mayor efecto sobre las categorías de impacto.

Emisiones al aire (g/t de hormigón)	Carga y transporte interno para alimentación de la trituradora	Trituración	Carga y transporte interno para acopio de áridos	Total (g/t de hormigón)
CO_2	852,23	1261,3	852,23	2.965,76
NO_x	13,18	19,5	13,18	45,86
SO_2	0,8	1,184	0,8	2,784
C_xH_y	2,68	3,95	2,68	9,31
Polvo	0,085	0,126	0,085	0,296

objetivo de este proyecto, es el tipo de producto que produce cada una de ellas. En tres casos se producen áridos mixtos y, sólo en una de ellas, se producen áridos para hormigón elaborados a partir de residuos con un contenido de hormigón próximo al 100%. Este último es el que se ha tomado como referencia para la obtención final de datos para elaboración del inventario.

Para simplificar el análisis de resultados, en la tabla 4 se presentan solamente los gases que por su efecto sobre las distintas categorías de impacto, presentan una importancia más significativa sobre los resultados finales. Para el cálculo de las emisiones, se toman en cuenta los siguientes consumos de gas oil (en l/ton.hormigón) en relación a la unidad de una tonelada de hormigón. Estos son:

- Transporte interno para alimentación del equipo de reciclaje: 0,25
- Proceso de reciclaje: 0,37
- Transporte interno para acopio de áridos: 0,25

Como resultado del análisis de datos, puede verse que las emisiones de CO_2 representan aproximadamente el 98% del total de las emisiones de gases contaminantes, siguiéndole en orden de importancia un 2% aproximadamente de NO_x. El resto de las sustancias, por su orden de magnitud afectan en menor medida. Como consecuencia de estos resultados, se puede decir que los principales efectos medioambientales derivados de los procesos de reciclaje del hormigón, se verán reflejados en un incremento del efecto invernadero y en menor medida, en la acidificación. Los efectos locales representados por el polvo, hoy en día están muy limitados por las políticas activas de tipo medioambiental emprendidas en esta dirección.

Cara a evaluar los resultados obtenidos con relación a otros áridos (no de reciclaje, ya que no se han encontrado inventarios), sino de primera extracción, se han tomado los correspondientes a las bases de datos IDEMAT 96 preparados por Delft University (SimaPro 4.0) y ETH-ESU 1996 preparados por Pré Consultants (SimaPro 5.0). Los resultados se presentan en la tabla 5, tomando como unidad funcional de comparación, 1 tonelada de áridos.

Los resultados obtenidos parecen razonables ya que conducen a valores inferiores de las emisiones al aire de los áridos reciclados respecto a los áridos de 1ª extracción como era de esperar. La diferencia no procede tanto del proceso de machaqueo sino de la propia extracción. Estas diferencias serán, en realidad menores, sí se considerase en los áridos reciclados, una hipotética extracción a través de la demolición y la clasificación. De aquí la importancia de definir bien los límites del sistema, cara a hacer planteamientos completos y homogéneos.

Tabla 5. Emisiones de gases contaminantes de los procesos de obtención de recursos primarios y secundarios, según distintas fuentes (en g/t de árido reciclado).

Emisiones al aire	Grava de reciclaje	Grava IDEMAT 96	Grava ETH-ESU 1996	Arena IDEMAT 96	Arena ETH-ESU 1996
CO_2	2.965,76	7.730	10.038	6.870	9.622
NO_x	45,86	99,5	45,245	99,7	45,501
SO_2	2,784	12,4	22,18	23,2	19,67
C_xH_y	9,31	12,5	0,00237	21,7	0,0023
Polvo	0,296	0,527	1,45	1,36	1,25

5. CONCLUSIONES

En este artículo, resumen de recientes trabajos de investigación, se ha planteado la situación actual sobre el tema de toma de decisiones incluyendo diversos planos de requerimientos. Las lagunas detectadas, así como la falta de planteamientos integradores que den respuesta fiable al problema han sido el elemento motivador para abordar estos trabajos.

En los mismos, se ha propuesto una herramienta de toma de decisiones aplicable al contexto de la gestión de proyectos constructivos: el sistema IDS (Integrated Decision System). Dicho instrumento se fundamenta en una redefinición de los conceptos de valor y riesgo y un modo de evaluarlos adaptado a las características específicas del ámbito de la construcción. Ambos elementos se integran en un proceso metodológico denominado ACE.

Por otro lado, se incluyen los trabajos asociados al estudio de fiabilidad de los inventarios existentes de 21 cementos europeos, lo que permite situar las dificultades del problema y la necesidad de una adecuada definición de los límites del sistema, dentro del ciclo de vida del material y las estructuras construidas con él.

Por último, se presentan los resultados correspondientes a un inventario desarrollado para áridos procedentes del reciclado de estructuras de hormigón, comparándose con áridos de nueva extracción. Esta aportación permite hacer análisis comparativos, considerando la posibilidad de empleo de árido reciclado. Hay que reseñar, que en el conocimiento existente hasta el momento, no se ha tenido acceso a un inventario de estas características dentro de las bases internacionales al uso.

Agradecimientos

Los autores expresan su agradecimiento, en primer lugar, hacia los diversos colegas que en el transcurso de estos años han contribuido y contribuyen a desarrollar, con sus reflexiones, estas líneas de investigación.

Asimismo se quiere agradecer al Ministerio de Educación y Ciencia por la concesión del proyecto *Modelo integrado de cuantificación del valor de un proyecto constructivo orientado a la evaluación de su sostenibilidad. Aplicación a la edificación industrial*. MAT2002-04310-C03-01 (proyecto conjunto con LABEIN y la ETS Ingenieros Industriales de Bilbao), que permite desarrollar estas líneas de investigación y a las empresas ACIEROID e Instituto español del Cemento y sus Aplicaciones por la valiosa colaboración a través de los convenios mantenidos con ellas.

BIBLIOGRAFÍA

Aguado, A. y Casanova, I. (1997). *Demolición y reutilización de estructuras de hormigón. Capítulo 1*. Monografía E-7. Editado por el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. GEHO-CEB y ATEP. 2000.

AIA (2001). *The architect's handbook of professional practice*. Ed. American Institute of Architects (AIA) Publications. (13ª edición).

Aitcin, P (2000) *Cement and Concrete development from an environmental perspective.* Concrete echnology for sustainable development in the twenty first century. E & FP Spon. ISBN 0-419-25060-3

Albaigès, J.M. (1997). *La Ingeniería del Valor en la construcción*. Conferencia pronunciada en la Jornada Técnica INGEVALOR 97. Barcelona.

Burt, M. (1978). *A Survey of Quality and Value in Building*. Building Research Establishment (BRE). Garston.

Cardim, A. (2001) *Análisis del ciclo de vida de productos derivados del cemento. Aportaciones al análisis de los inventarios del ciclo de vida del cemento*. Tesis doctoral. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Catalunya (UPC). Barcelona. Abril. 297 páginas.

CIT Ekologik. (2001). CIT Chalmers Industriteknik. www.LCAiT.com

Estévez, B. (2004) *Inventario del reciclado de estructuras de hormigón y asignación de cargas ambientales*. Tesis doctoral en desarrollo. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Catalunya (UPC). Barcelona. Prevista lectura en 2004.

Green, S.D. (1994) *Beyond Value Engineering: SMART Value Management for building projects.* International Journal of Project Management, 12 (1), 49-56.

Heredia, R. de (1995). *Dirección Integrada de Proyecto – DIP – Project Management*. Ed. E.T.S. de Ingenieros Industriales de la Universidad Politécnica de Madrid. 2ª edición.

INTRON (1997) *An overview of available LCI Data: Cement, concrete and other building material*. Institute for Material and Environmental Research B.V. INTRON Report nº 97079. Jun/97-344 pp.

Josa, A., Aguado, A., Heino, A., Byars, E. and Cardim, A. (2004) *Comparative analysis of available life cycle inventories of cement*. Aceptado para su publicación en Cement & Concrete Research.

Kelly, J. y Male, S. (1993) *Value Management in Design and Construction: The economic Management of Projects*. Ed. E & F.N. Spon.

IPCC - OCDE - AIE (1996) Hougton, JT et al (1996) – *Greenhouse Gas Inventory* – Revised 1996 IPCC Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories – Reference Manual – Volume 3 – IPCC/OECD/IEA – Grupo Intergubernamental de Expertos sobre Cambios Climáticos.

Kenzner, H. (2001) *Project Management. A system Approach to Planning, Scheduling and Controlling*. Ed. Van Nostrand Reinhold. (7ª edición).

Metha, K, (2000). *Concrete technology for sustainable development.* Concrete echnology for sustainable development in the twenty first century. E & FP Spon. ISBN 0-419-25060-3.

Miles, L.D. (1967) *Techniques of Value Analysis and Engineering*. Ed. McGraw-Hill.

Norton, B.R. y McElligot, W.C. (1995). *Value Management in Construction. A practical guide*. Ed. Macmillan Press LTD.

Ormazabal, G. (2002) *El IDS: un nuevo sistema integrado de toma de decisiones para la gestión de proyectos constructivos*. Tesis doctoral. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Catalunya (UPC).

Ormazabal, G., Armengou, J., Aguado, A. y Ramos, G. (2002) *Sistema integrado de toma de decisiones en proyectos de estructuras prefabricadas*. 1er Congreso Nacional de Prefabricación. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid. Mayo 2002.

PRé-Consultants, B.V. (1997) "SimaPro – The software tool to analyse and develop environmentally sound products – Single User – Database Manual". 65 páginas. 1997.

RIBA (Royal Institute of British Architects), (1965) *Handbook of Architectural Practice and Management*. Ed. RIBA Publications.

Stone, P.A. (1966) *Building Economy: Design, Production and Organisation: A Synoptic View*. Ed. Pergamon Press.

Von Neumann, J. & Morgenstern, O. (1947) *Theory of games and Economic behavior*. Ed. Princeton University Press. (2ª edición).

ache

Estudio experimental de las propiedades mecánicas y químicas de vigas de hormigón armado sometidas a diferentes ataques químicos

Experimental study of mechanicals and chemical properties of reinforced concrete beams under different chemical attacks

Mariela Cordero*
Ingeniera en Construcciones

Ángel C. Aparicio*
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Enric Vázquez*
Doctor en Ciencias Geológicas y Licenciado en Ciencias Químicas

*Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSI Caminos, UPC

RESUMEN

El creciente envejecimiento de los puentes de hormigón de nuestro país y en todo el mundo, ha llevado a primer plano los problemas de durabilidad de las estructuras. Así ha surgido la preocupación por las inspecciones de las mismas, su evaluación, reparación, refuerzo o sustitución de ser necesario.

En este artículo se presentan los resultados obtenidos de un proyecto de investigación que se ha desarrollado en la Universitat Politècnica de Catalunya, cuyo objetivo era determinar un coeficiente de conservación de las estructuras de hormigón. Se han simulado las condiciones de estructuras de hormigón armado antiguas, en las que la Normativa vigente en ese momento no establecía prescripciones sobre los materiales ni sobre la geometría basados en requisitos de durabilidad.

La campaña experimental se inició en noviembre de 2000 y finalizó en diciembre de 2002.

SUMMARY

The age bridges in our country, and elsewhere in the world, has forced durability problems of the structures to be given primary importance. Therefore, increasing importance attention is being given to inspection, evaluation, repair, retrofit or substitution.

In this article, the final results of a research project are presented. The work was perfomed at the Universitat Politècnica de Catalunya, with the objective of determining a conservation coefficient of the concrete structures, which represents the remaining life of a structure. The existing state of reinforced concrete structures have been simulated, where no design code regulation was followed for prescribing the materials or the geometry considering durability requirements.

The experimental campaign began in November of 2000 and finalized in December of 2002.

1. INTRODUCCIÓN

Las Administraciones de Carreteras definen como Coeficiente de Conservación de una estructura a aquel coeficiente, de valor uno o inferior a la unidad, que afecta a la Capacidad Portante de la estructura con el transcurso del tiempo o de otras circunstancias. Este coeficiente intenta representar la pérdida de capacidad portante de una estructura, frente a sobrecargas, motivada por causas muy diversas; algunas funcionales, como excesos de espesor en el firme debidos a repavimentaciones; otras por patologías sufridas por los materiales, como ataque del hormigón por cloruros debido al empleo de sales de deshielo en el mantenimiento invernal; ataque de sulfatos existentes en el agua de amasado o en los propios áridos, oxidación de las armaduras por carbonatación, bajos recubrimientos u hormigones insuficientemente compactos, etc. (1) (2).

A través del proyecto de investigación I+D, *TRA99-0810* financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología, se pretende desarrollar una metodología científica para establecer el coeficiente de conservación de cualquier estructura (de hor-

migón armado o pretensado) a partir de ensayos no destructivos en la estructura real. Este coeficiente de conservación se incorporaría a los sistemas de Gestión de Puentes de las Administraciones. Para la obtención de esta metodología se planteó una amplia campaña experimental.

Las campañas experimentales propuestas permiten establecer la relación entre daño químico y pérdida de capacidad portante, así como la influencia del daño mecánico (generalmente fisuración) en la velocidad del fenómeno. También, ha permitido calibrar un ensayo no destructivo, que en el futuro se pueda aplicar en puentes reales.

Entre los ataques que pueden afectar al hormigón armado, la corrosión de armaduras es uno de los mayores problemas que se tiene que afrontar en el mantenimiento de las estructuras que están en servicio. Los efectos de la corrosión sobre las estructuras engloban desde los daños provocados por la caída del recubrimiento hasta el colapso de la estructura (3) (4).

En este artículo se presenta el estudio que se ha realizado en el Laboratorio de Tecnología de las Estructuras de la E. T. S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona, que pretendía simular las condiciones de estructuras de hormigón armado antiguas, en los que la Normativa vigente en ese momento no establecía prescripciones sobre los materiales ni sobre la geometría basados en requisitos de durabilidad.

Se muestran los resultados obtenidos de este proyecto de investigación, en el cual se ha estudiado experimentalmente la capacidad portante en servicio y última de vigas de hormigón armado sometidas a procesos de ataque de cloruros, sulfatos y anhídrido carbónico (carbonatación).

La campaña experimental se inició en noviembre de 2000 y finalizó en diciembre de 2002. En la tabla 1 aparecen las vigas y probetas construidas para ensayos mecánicos.

Para los ensayos químicos se han realizado 76 pobretas cúbicas para cada tipo de hormigón. Se han extraído muestras cada 15 días para obtener las concentraciones de cada ataque realizado.

2. DESCRIPCIÓN DE LAS VIGAS

Las vigas empleadas para la realización de la campaña experimental tenían una longitud total de 1750 mm, luz entre apoyos de 1500 mm y sección transversal de 250 mm de canto y 150 mm de ancho, tal y como se muestra en la Figura 1.

Como se indica en la Figura 2, el armado longitudinal estaba formado por 4ϕ10 en la cara inferior dispuesta en dos alturas separadas 20 mm entre ejes de barras y 2ϕ8 en la cara superior como armadura de montaje. La armadura transversal estaba formada por cercos de ϕ6 cada 90 mm.

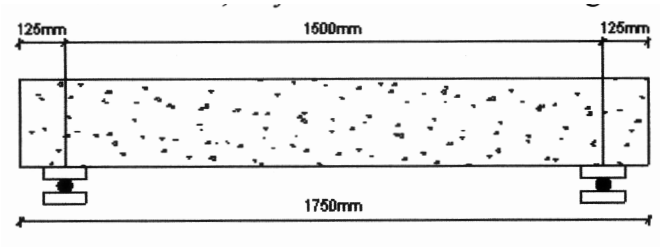


Figura 1. Dimensiones de las vigas empleadas en la campaña experimental.

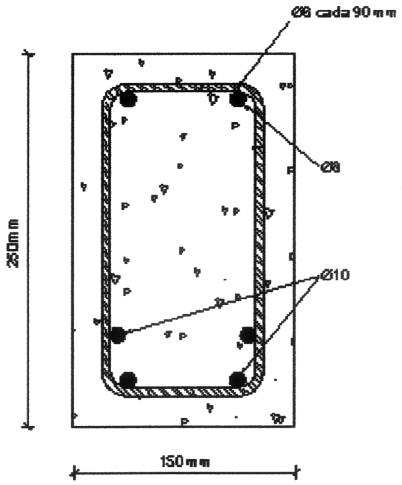


Figura 2 Geometría y armado de la sección transversal.

Tabla 1. Esquema de la campaña experimental desarrollada.

Vigas	Ciclos de ataque	Concentración	Tiempo (Meses)			
			1	6	12	24
H 20 y H 25	Expuesta al aire	Aire	2	2	2	2
H 20 y H 25	Ciclos seco/húmedo	5% SO_4		2	2	2
H 20 y H 25	Ciclos seco/húmedo	5% NaCI		2	2	2
H 20 y H 25	Cámara de ataque	20% CO_2		2	2	2
Vigas	**Ciclos de ataque**	**Concentración**	**Tiempo (Meses)**			
			1	**6**	**12**	**24**
H 20 y H 25	Expuesta al aire	Aire	4	4	4	4
H 20 y H 25	Ciclos seco/húmedo	5% SO_4		4	4	4
H 20 y H 25	Ciclos seco/húmedo	5% NaCI		4	4	4
H 20 y H 25	Cámara de ataque	20% CO_2		4	4	4

MATERIALES

Hormigón

Las vigas se han fabricado en dos series empleando hormigones con distinta resistencia y relación agua / cemento:

– Hormigón HA-20 con relación a/c = 0.70

– Hormigón HA-25 con relación a/c = 0.65

Estas relaciones a/c son superiores a las exigidas por la Instrucción de Hormigón Estructural EHE 98 para una Clase de Exposición IV, que para elementos de hormigón armado establece un máximo de 0.50.

El hormigón HA-20 con relación a/c = 0.70 se ha elegido por ser un hormigón de uso común antes de la aparición de la Instrucción EHE, que limita los hormigones de esta resistencia a su empleo como hormigón en masa. Por otra parte, el hormigón HA-25 con relación a/c = 0.65 se ha elegido por ser el hormigón de uso más extendido actualmente en edificación y con los valores límite de resistencia y relación a/c permitidos por la Instrucción EHE.

Las dosificaciones definitivas empleadas en cada uno de los hormigones se detallan en la Tabla 2.

Tabla 2. Dosificaciones para los hormigones empleados.

COMPONENTE	DOSIFICACIÓN EN Kg/m^3	
	HORMIGÓN HA-20	HORMIGÓN HA-25
Arena 0/5	892,5	850
Arena 0/2	200	200
Gravilla 5/12	87,5	87,5
Grava 12/25	800	815
Cemento CEM I / 42.5R	271,5	300
Melcher PF75	2,17	2,4
Agua	190	195

Acero

Las armaduras pasivas se han elaborado con acero B-500-S, las características mecánicas se reproducen en la Tabla 3.

Tabla 3. Características mecánicas de las barras corrugadas.

Límite Elástico a_y	500N/mm≈
Carga Unitaria de Rotura a_s	550N/mm≈
Alargamiento en Rotura	12%
Relación f_s/f_y	1.05



Fotografía 1. Vista general de la fase de hormigonado.

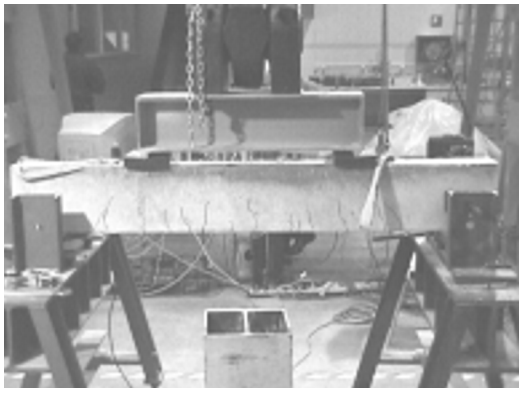
3. PREFISURACIÓN DE LAS VIGAS

Para generar una vía de entrada de los agentes agresivos se ha realizado una fisuración previa de las vigas. Además, este estado representa mejor el estado real de una estructura de hormigón en servicio.

La prefisuración se ha realizado aplicando carga a las vigas con una viga de reparto metálica. Esta viga repartía la carga total aplicada por el pistón en dos cargas puntuales iguales aplicadas a cuartos de luz, consiguiendo una zona de momento flector constante de valor M_{fis} y esfuerzo cortante nulo. Los valores de carga para cada hormigón se indican en la Tabla 4. La Fotografía 2 muestra la fisuración previa que se realizó en las vigas antes de colocarlas en el ataque químico.

Tabla 4. Valores de carga aplicados durante la fisuración.

	HA-20	HA-25
Carga Total (kN)	105	110
M_{fis} (kN.m)	19.687	20.625
M_{fis} / M_u (%)	70.1	72.25



Fotografía 2. Fisuración previa de las vigas de hormigón armado.

Previo a la aplicación de carga se han realizado ensayos dinámicos de caracterización, para calibrar un método no destructivo de detección de problemas de corrosión en estructuras de hormigón armado.

La carga se ha aplicado en control por carga según el siguiente diagrama:

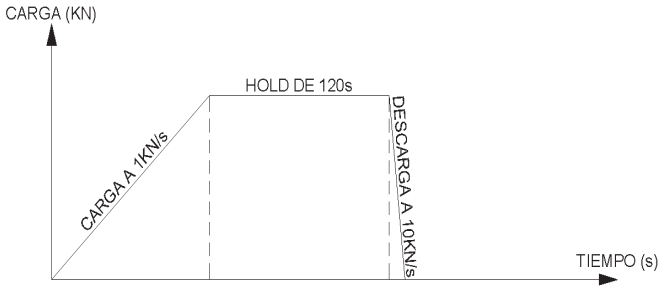


Figura 3. Programa empleado para la fisuración.



Fotografía 3. Contenedores en los que se realizan los ataques.



Fotografía 4. Disposición de las vigas y de las cajas con las probetas.

4. ATAQUES QUÍMICOS

La velocidad a la que se modifican las propiedades del hormigón ante un ataque químico, depende fundamentalmente de la agresividad del ataque. En ambientes de exposición reales, estas condiciones de agresividad no son extremas, y la degradación se da de manera relativamente lenta. La expresión relativamente lenta quiere dar a entender que, aunque con respecto a la vida útil de una estructura, las consecuencias del ataque se evidencian a edades medianamente avanzadas. Debido a que el tiempo del que se disponía para investigar era corto, se decidió realizar ataques acelerados. De manera tal que permitiese en un tiempo prudencial obtener resultados. Posteriormente, estos resultados se podrán extrapolar a condiciones de exposición menos agresivas.

4.1. Por cloruros

El ataque por cloruros se ha llevado a cabo mediante ciclos de inmersión de las vigas y las probetas en una solución al 5% en peso de $NaCl^-$. Los ciclos consistían en sumergir vigas y probetas en la solución durante una semana y al aire durante tres semanas. El control de la concentración de $NaCl^-$ se ha realizado semanalmente durante el ciclo húmedo mediante potenciometría y cromatografía. El ataque se inició en febrero de 2001, 50 días después del hormigonado.

4.1.1.Preparación de la cámara de ataque

Se utilizaron contenedores metálicos para colocar las piscinas de ataque, debido al espacio requerido por éstas y a la duración de este tipo de ensayos. Estos contenedores se colocaron en la explanada del exterior del Laboratorio de Estructuras. (Fotografía 3).

Por otra parte, la forma de ataque que se pretendía realizar necesitaba un recinto en el que se pudieran almacenar las vigas y las probetas sumergidas en la solución.

Las vigas se han colocado en una piscina apoyada sobre unos tablones de madera hidrófoba, de forma que queden unos 5 cm por encima del fondo, para que el ataque fuese en toda la superficie de la viga. Las probetas se colocaron en cajas plásticas dentro del mismo contenedor, para que todos los especimenes estuviesen sometidos al mismo ataque.

Los ensayos químicos que se realizaron fueron:

– Control de concentración

– Medición de potencial

– Mapa de cloruros

a) Control de la concentración

El control de la concentración de la solución se ha realizado durante la semana en que las vigas y probetas estaban sumergidas. La medida de la concentración del ion cloruro en peso se realizó mediante potenciometría y cromatografía.

La potenciometría se realizó con el aparato TITRACION INF y se utilizó como reactivo una solución de nitrato de plata 0.01N.

La cromatografía se realizó con el aparato 761 COMPACT IC METHOHM, era una cromatografía iónica de líquidos a alta presión (HPLC) y se utilizó como efluente de dos fases 6mM $NaHCO_3$ / 4mM $Na_2CO_3 \cdot H_2O$.

b) Medición de Potencial

La medición de potencial se ha utilizado para controlar la evolución del proceso de corrosión de forma cualitativa.

La medición se realizó con un aparato portátil que mide la diferencia de potencial entre la barra y un electrodo de referencia de sulfato de cobre. El aparato se conectó a la barra con una pinza, realizando un taladro hasta dejar la armadura vista. El electrodo de referencia se colocó en varios puntos de la viga previamente definidos en una malla rectangular de 2x3 elementos, el punto donde se realizó el taladro se correspondía con el elemento (2,2) de una matriz formada por los seis puntos de la malla (Fotografía 5). El valor de potencial que se tomó era la media de 5 mediciones. Una vez realizada la medición del potencial se tapó el agujero realizado con un mortero de reparación sin retracción.



Fotografía 5. Medición de Potencial.

c) Mapa de cloruros

– Toma de muestras

Las muestras se han obtenido de las superficies laterales de las vigas que se rompieron a los 24 meses y de las probetas cúbicas. Este proceso se realizó en la segunda semana del ciclo seco.

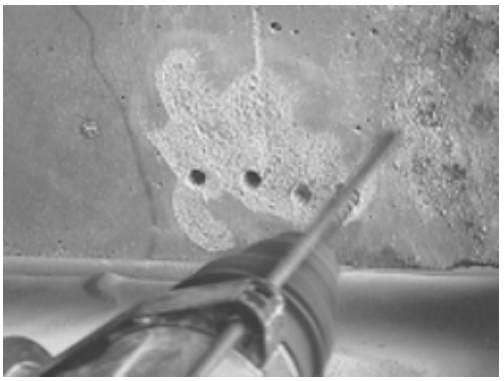
El ensayo se realizó obteniendo muestras de hormigón en polvo para diferentes profundidades: 0mm, 5mm, 10mm, 15mm y 20mm.

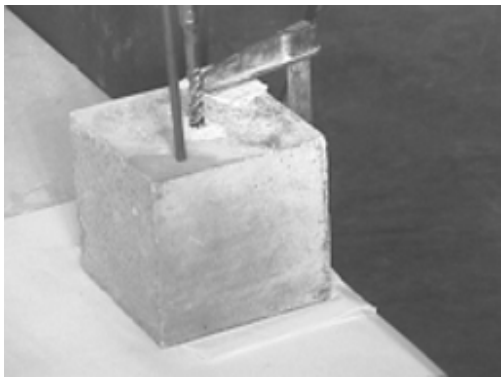
La toma de muestra superficial se realizó con un taladro al que se le dispuso un cepillo de acero. (Fotografía 6).



Fotografía 6. Toma de muestra superficial.

La toma de muestra a distintas profundidades se realizó con un taladro con una broca de 10mm (Fotografía 7). Para fijar la profundidad de la muestra se utilizó el tope que dispone dicho taladro.





Fotografía 7. Toma de muestra en profundidad (5 mm, 10 mm, 15 mm o 20 mm).

– Preparación de las muestras

La preparación de la muestra y la determinación del contenido de cloruros libres se han realizado en el Laboratorio de Materiales de Construcción del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña.

Para determinar el contenido en cloruros del hormigón se ha utilizado un método químico, tratando la muestra con ácido nítrico, HNO_3.

En primer lugar, se procedía a pesar la muestra en una balanza para después en un vaso de ensayo atacarla con 50 ml de una solución 1-2 de ácido nítrico mientras se calentaba hasta el punto de ebullición (Fotografía 8).

Posteriormente, se filtraba para obtener una solución líquida que se utilizaba para determinar la cantidad de cloruros libres mediante potenciometría. (Fotografía 9)

4.2. Por sulfatos

Las cámaras de ataque eran iguales a las utilizadas en el ataque por cloruros. Los ciclos de ataque eran de una semana de inmersión de los especimenes y una de secado. Se utilizó una concentración del 5% en peso de K_2SO_4.



a) Pesado con balanza.



b) Vasos ensayo y solución HNO_3.

Fotografía 8. Preparación de muestras I.



a) Filtrado



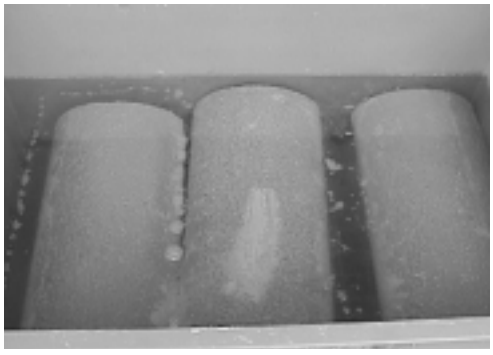
b) Muestra preparada

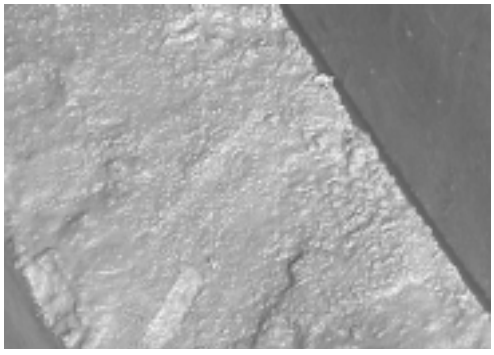
Fotografía 9. Preparación de muestras II.

La inspección visual de estos ensayos fue más significativa que en los ensayos por cloruros. Tras unos días de ataque, y debido a lo agresivo del mismo, ya se pudo observar la aparición de yeso en la superficie del hormigón. La presencia de este yeso se veía en forma de una capa blanca de tacto suave y resbaladizo que recubría la superficie de manera homogénea.

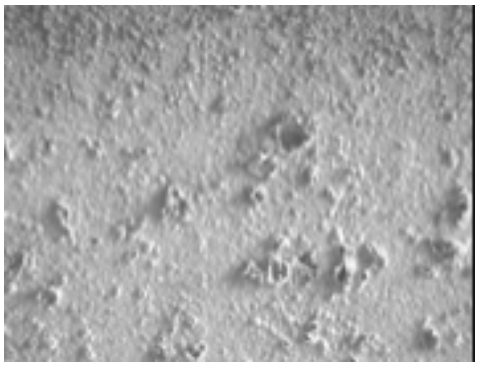
Al cabo de 15 días, aproximadamente, apareció una capa naranja, cuyo grosor se iba incrementando con los ciclos (Figura 10). Se tomó una muestra de la disolución, otra de la sustancia sólida encontrada en la superficie del hormigón, y se analizaron por absorción atómica. La sustancia era sulfoferrito, sustancia que se produce como producto de reacción de los sulfatos con el C_4AF, componente del cemento utilizado.

En los siguientes ciclos comenzó a observarse al hormigón abierto en forma laminar y expandida. Esta expansión en las esquinas indicaba la formación de etringita. También se observaban expansiones de manera localizada, como pequeños estallidos en las superficies planas de las vigas. (Fotografía 11).



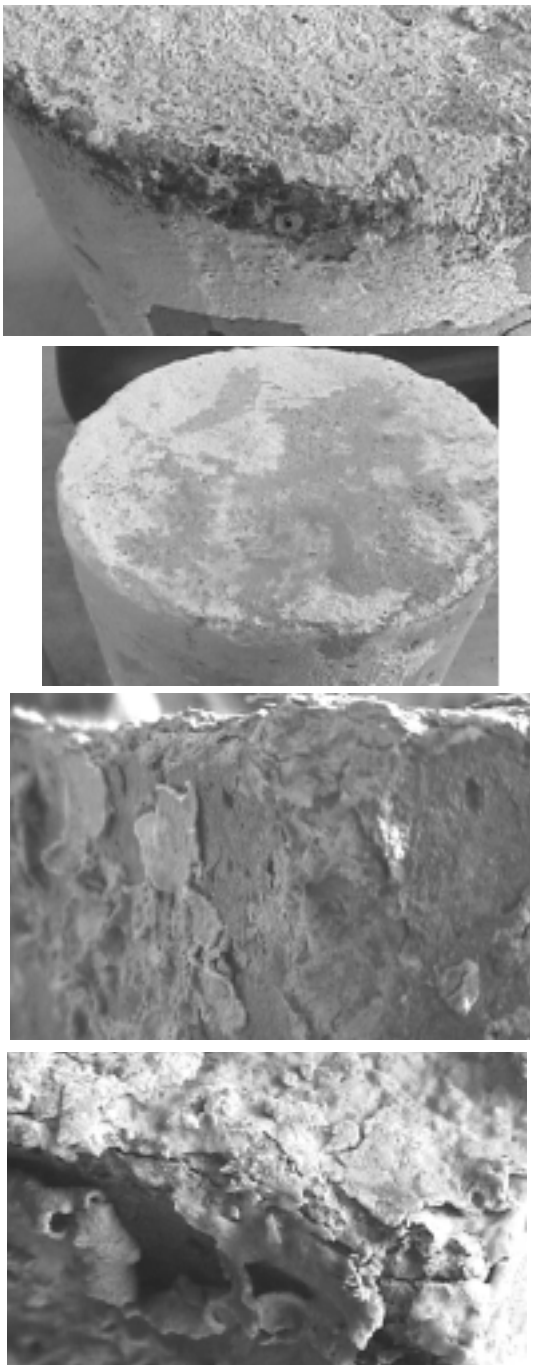


Fotografía 10. Estado de la superficie de probetas y vigas.



Fotografía 11. Explosiones en la superficie de las vigas.

A medida que el ataque continuaba, la degradación del hormigón aumentaba, las esquinas de vigas y probetas se desintegraban al tacto. (Fotografía12)



Fotografía 12. Vista de fisuración en probeta y vigas.

– *Mapa de sulfatos*

Al igual que en el caso del ataque por cloruros, se tomaban muestras a distintas profundidades, para realizar posteriormente un análisis por cromatografía en el que se obtenía la cantidad de sulfatos que tienen dichas muestras.

Mediante esta técnica se obtuvo la concentración de sulfatos solubles a diferentes niveles de profundidad, con lo que se ha definido el grado de difusión de los iones sulfato del exterior, la velocidad de avance y la intensidad del ataque químico.

4.3. Por dióxido de carbono

4.3.1 Cámara de carbonatación empleada

Para realizar un ataque de este tipo se necesitaba conseguir contenedores herméticos, para garantizar que no se perdiese el gas inyectado. Se construyeron, entonces, contenedores metálicos de dimensiones interiores 2000mm x 600mm x 400mm realizados en chapa de acero A42b de 4mm de espesor, con rigidizadores longitudinales en la tapa. (Fotografía 13). Así, para sujetar la tapa con los laterales se colocaron unos angulares que permitían cerrarlos mediante tornillos roscados.

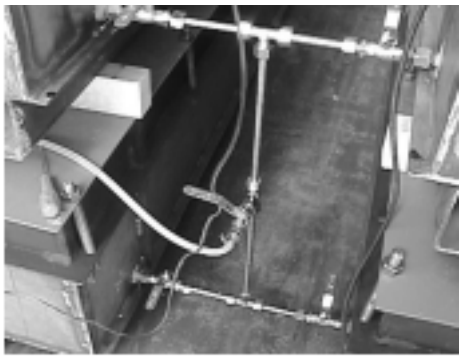


Fotografía 13. Disposición de vigas en el contenedor y de los sarcófagos.

El interior se pintó con una pintura especial anticorrosiva para que no se viese afectado por el ataque a realizar. En la unión de la tapa con los sarcófagos se colocó una junta tórica.

Para controlar la concentración de CO_2 se colocaron sondas en dos de los contendores. También, se introdujo una caja con agua para asegurar una humedad mayor al 50%.

Se hizo una instalación rígida de tuberías de acero inoxidable por la que se introducía el gas. (Fotografía 14).



Fotografía 14. Instalación rígida por la que se inyecta el gas.

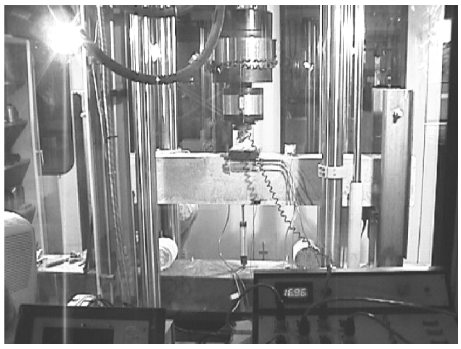
Para asegurar que los sarcófagos eran estancos, se verificó la presión que soportaba sin que existiesen fugas (siempre trabajando a presión atmosférica), utilizando un caudalímetro de 5litros/min. y un manómetro de baja presión. Pero por distintos inconvenientes en las sondas colocadas, no se ha logrado obtener la estanquidad requerida para este tipo de ensayos. Por lo cual se sigue trabajando, aún en esta fase del proyecto.

5. ENSAYOS MECÁNICOS Y DINÁMICOS

Para estudiar la pérdida de la capacidad portante de las vigas en función del avance de los ataques químicos, se han realizado ensayos mecánicos y dinámicos cada 6, 12 y 24 meses del comienzo del ataque.

5.1. Descripción del ensayo a flexión

El ensayo se realizó con la aplicación de una carga puntual en el centro de luz de la viga, con un esquema estático de viga biapoyada (Fotografía 15).



Fotografía 15. Viga preparada para el ensayo.

Antes de realizar el ensayo, se realizaban los ensayos dinámicos de igual manera que en los ensayos de fisuración previa. La carga se ha aplicado en control por posición del pistón según el esquema de la figura 4.

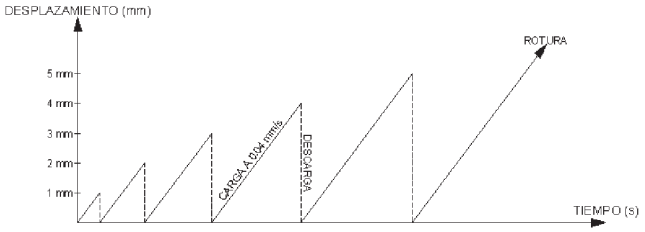
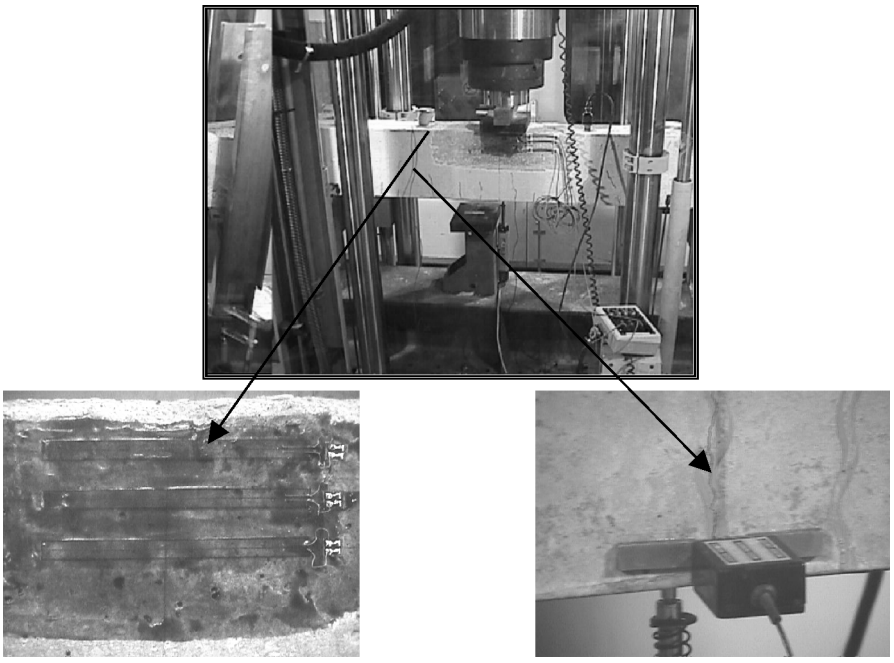


Figura 4. Escalones carga aplicada durante el ensayo.

En el centro de luz de la viga se instrumentó con un transductor de desplazamiento, se colocaron galgas extensométricas en la cara lateral en el tercio superior, y un extensómetro tipo clip para medir el ancho de fisura (Fotografía 16).

A continuación se presentan los resultados obtenidos de uno de los ensayos realizados. Según el esquema de la Figura 4, se observó que la viga tiene un comportamiento lineal hasta el



Fotografía 16. Instrumentación de la viga.

quinto escalón de carga. Las galgas aumentan su deformación en forma lineal creciente en las galgas superior y media, mientras que la situada cerca de la fibra neutra, sólo crece ligeramente (Figura 5a). De estos resultados se representa el diagrama momento-curvatura (Figura 5b).

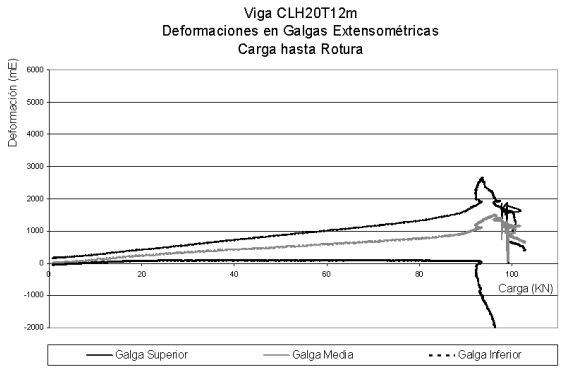


Figura 5a) Def. de galgas hasta rotura viga.

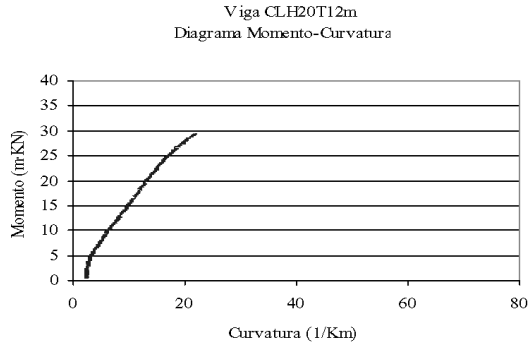


Figura 5b) Diagrama Mto-Curvatura.

El inicio de la plastificación de la viga se alcanza para una carga de 93.44kN con una flecha de 4.84 mm, instante en el que se considera que la viga ha roto aunque no se produzca su colapso. Alcanzado este punto, la carga soportada por la viga sube ligeramente hasta un valor máximo de 103.04kN a costa de aumentar mucho su deformación, esto indica la ductilidad de la misma como se observa en la Figura 6.

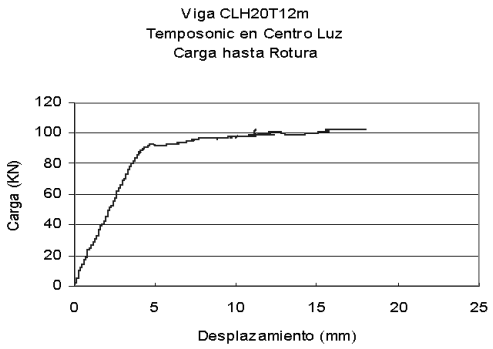
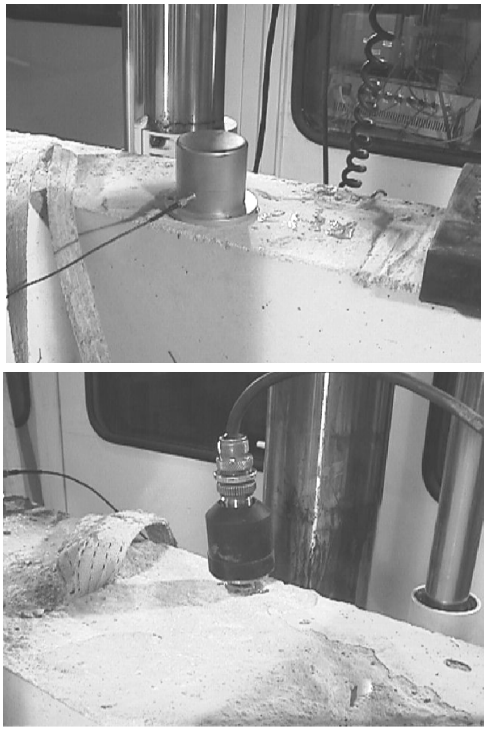


Figura 6. Flecha en centro de luz.

5.2. Ensayos dinámicos

Se han realizado ensayos dinámicos de caracterización simultáneamente a la fisuración y los ensayos de rotura. En los ensayos dinámicos se ha determinado la respuesta de las vigas ante una excitación dinámica (Fotografía 17).



Fotografía 17. Acelerómetros utilizados en los ensayos dinámicos.

En la fisuración, los ensayos se han realizado antes y después de la aplicación de la carga con la intención de determinar la variación de la rigidez provocada por la aparición de fisuras en el hormigón. En los ensayos de rotura, se han realizado antes y después de cada escalón de carga para observar la pérdida de la capacidad portante en función del ataque químico (Fotografía 18)



Fotografía 18. Ensayo dinámico.

6. CONCLUSIONES

Como se explicó al comenzar este artículo, el objetivo de este proyecto era realizar un estudio de la evolución de las propiedades de las vigas de hormigón en función de ataques químicos.

Conclusiones de los ensayos mecánicos

Cloruros

- Un ataque de cloruros no afecta el hormigón, debido a que los resultados obtenidos de los ensayos en las probe-

tas no muestran cambios respecto de las de referencia. Además, han mostrado un aumento de la resistencia debido a las mejores condiciones de curado que han tenido las probetas atacadas, frente a las de referencia.

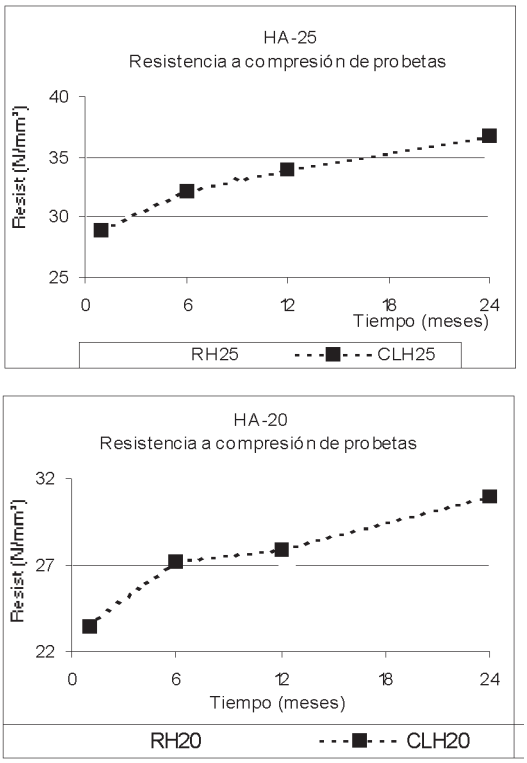


Figura 7. Resistencia a compresión de probetas durante los 24 meses de ataque químico.

- El ataque de cloruros sólo afecta al acero. Durante el período de 24 meses se han podido observar manchas de óxido en el paramento inferior de las vigas. De los resultados obtenidos en los distintos ensayos se ha concluido que estas manchas afectan sólo los cercos y coinciden con la ubicación de las fisuras provocadas en el ensayo de fisuración previa de las vigas.

- Las vigas de hormigón H20 y H25 atacadas (CLH20 y CLH25) muestran una ligera disminución de la resistencia respecto a las de referencia (RH20 y RH25), durante estos dos años de ataque. Pero, también hay que resaltar que un ataque de 24 meses no es suficiente para obtener resultados significativos de degradación en la capacidad portante de las estructuras.

Sulfatos

- Durante los primeros meses de ataque han existido reacciones de hidratación que han provocado mayores resistencias en las estructuras atacadas que en las de referencia. Estas reacciones se deben al poner en contacto el agua de la solución sulfática con los componentes del cemento aún por hidratar.

- En las probetas cúbicas, la resistencia empieza a decrecer a partir del duodécimo mes de ataque, siendo menor que el de referencia a partir del decimoctavo. Ambos hormigones han seguido una evolución en su resistencia a compresión,

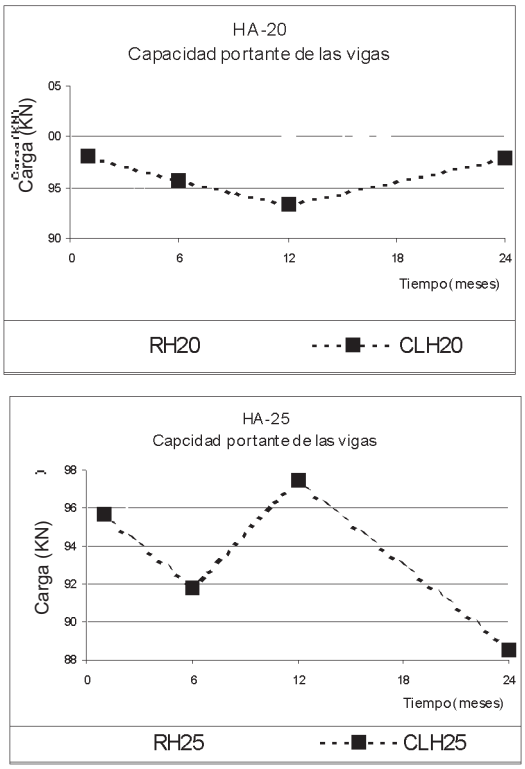


Figura 8. Capacidad portante de las vigas durante 24 meses de ataque químico.

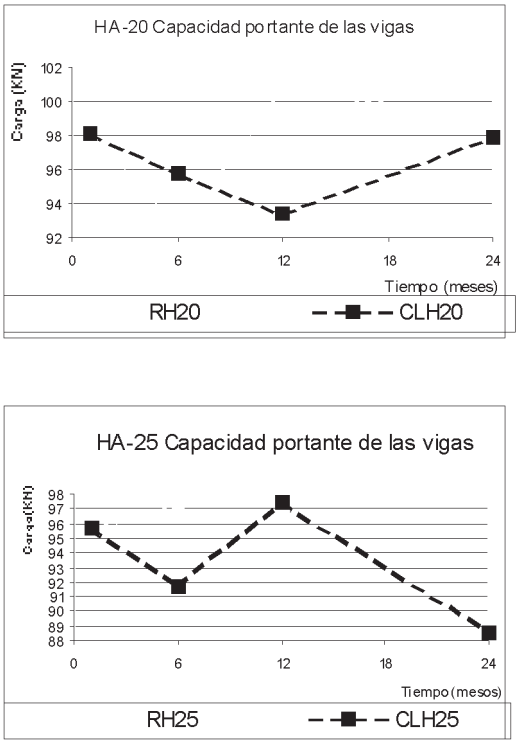


Figura 9. Capacidad portante de las vigas durante 24 meses de ataque químico.

muy similares. Una forma de valorar los efectos de este ataque sobre ambos hormigones, es mediante el cálculo del índice de durabilidad. Este índice se obtiene de dividir la media aritmética de las resistencias alcanzadas por los prismas ensayados por la media aritmética de las probetas testigo. En la tabla 5 y figura 10 se muestra la evolución del índice durante los 24 meses de investigación.

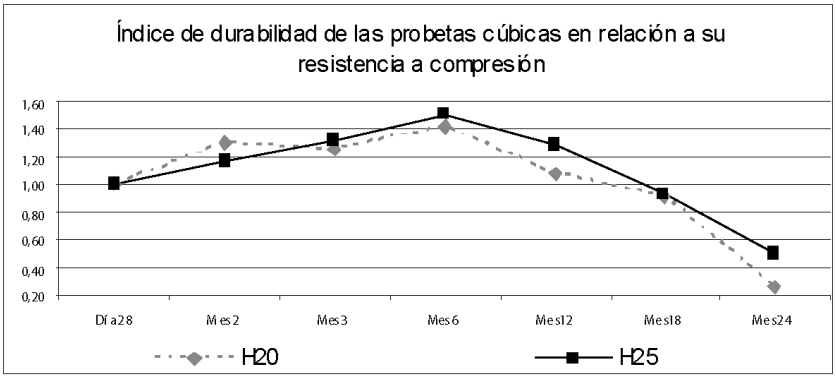


Figura 10. Índice de durabilidad de las probetas cúbicas de hormigón.

Tabla 5. Índice de durabilidad de las probetas cúbicas de hormigón.

Resistencia a compresión		
	H20	H25
Día 28	1,00	1,00
Mes 2	1,30	1,17
Mes 3	1,26	1,31
Mes 6	1,42	1,52
Mes 12	1,08	1,29
Mes 18	0,92	0,92
Mes 24	0,26	0,49

- La resistencia de las vigas H25 han mostrado mayor valor que las de referencia, aunque a partir del sexto mes la curva tiende a decrecer constantemente. Las vigas H20, han mostrado mayor degradación y la resistencia de las vigas atacadas es menor a las de referencia a partir de los 12 meses.
- A pesar de la disminución de resistencia, el porcentaje de pérdida de capacidad portante ha sido sólo del 1,5%. Se deduce, entonces que se necesitan períodos más largos de ensayos para obtener resultados más significativos.

Conclusiones de los ensayos químicos

Cloruros

- No se han detectado diferencias destacables entre los dos tipos de hormigón, según se puede observar en los gráficos siguientes, tanto en probetas como en las vigas.
- El contenido de cloruros en las probetas cúbicas aumenta con el número de ciclos de ataque, hasta llegar a un valor estable de concentración que se mantiene durante el resto del ataque. A medida que se avanza en profundidad, el contenido de cloruros se vuelve constante para ciclos menores de ataque.
- La concentración de cloruros en las vigas es máxima en la superficie y va disminuyendo con la profundidad, esto para los ciclos iniciales de ataque. En los últimos ciclos, los valores ya no tienen tendencia creciente, sino que permanecen con un valor constante en todas las profundidades.

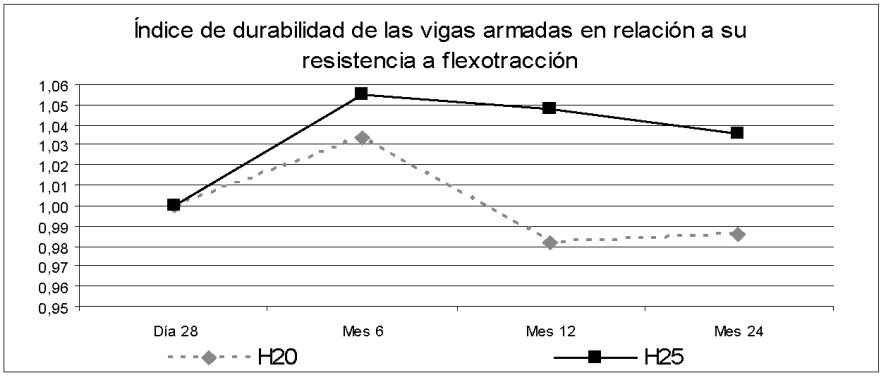


Figura 11. Índice de durabilidad de las vigas de hormigón armado.

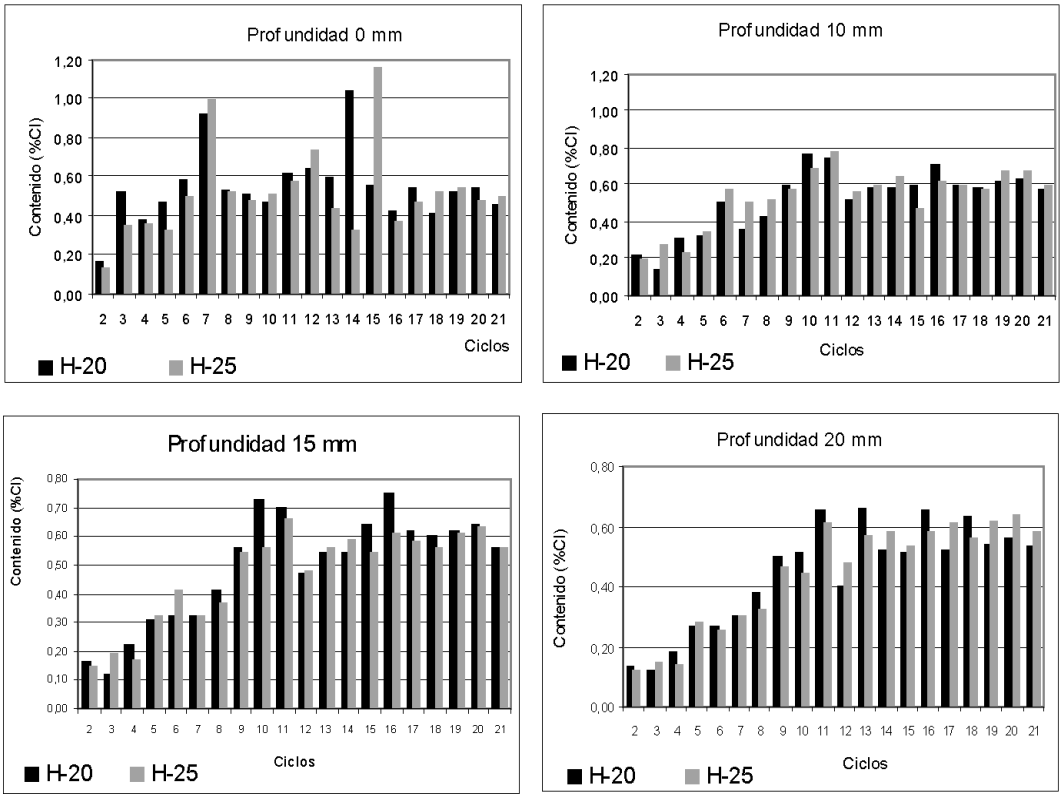


Figura 12: Evolución de la concentración de cloruros a distinta profundidad de las probetas.

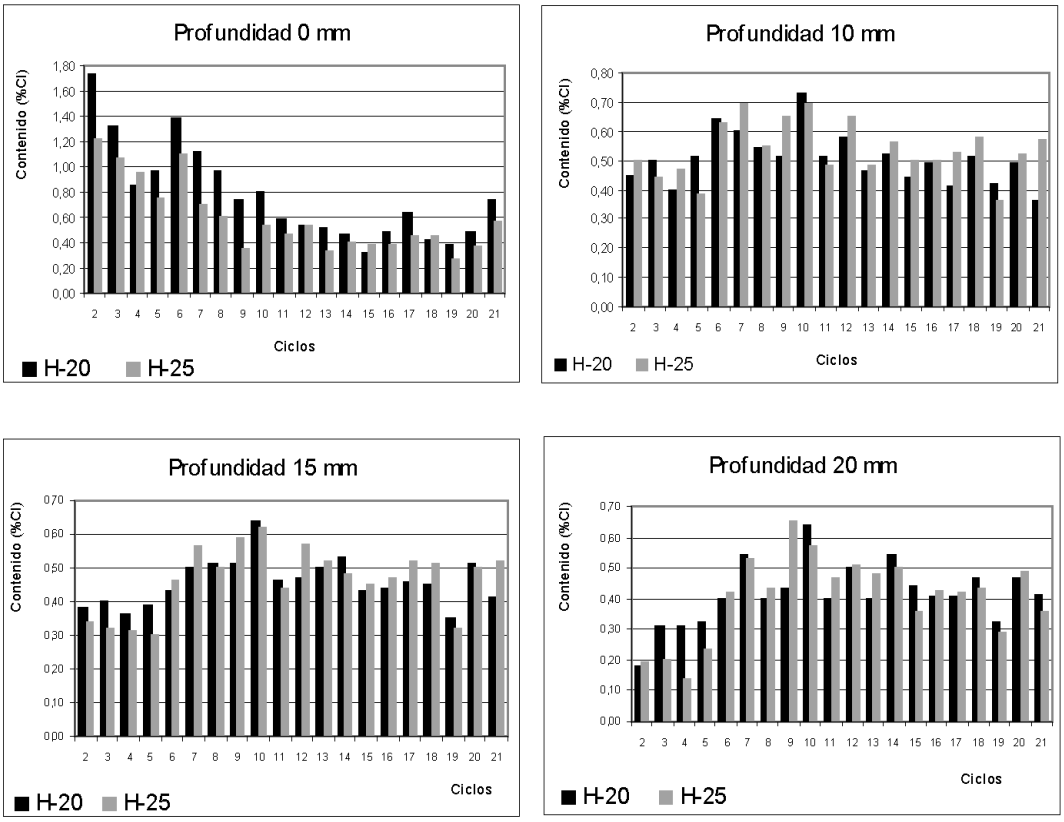


Figura 13. Evolución de la concentración de cloruros a distinta profundidad de las vigas.

Sulfatos

- El ataque de sulfatos produce en el hormigón la aparición de yeso en los poros, que sale a la superficie desde los primeros meses de ataque. Posteriormente, la formación de etringita se traduce en una expansión y fisuración del hormigón, visible a partir del quinto mes en la superficie de vigas y probetas.

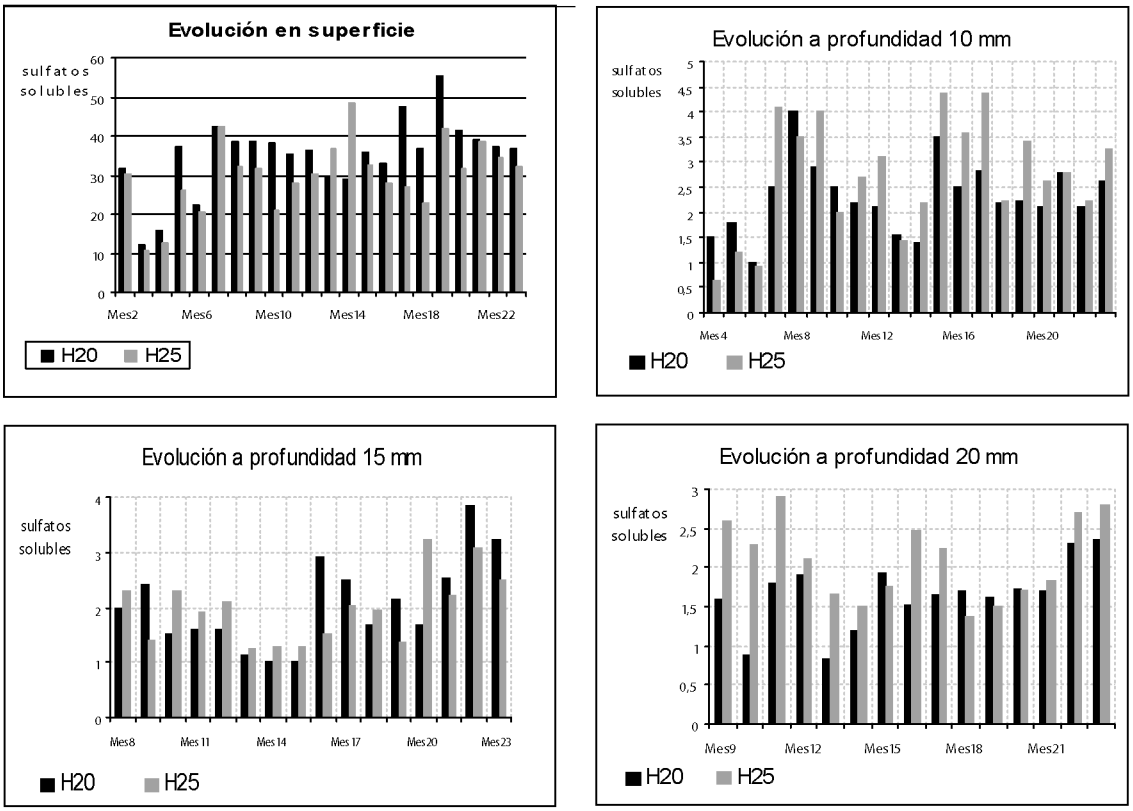


Figura 14. Evolución de la concentración de sulfatos a distinta profundidad de las probetas.

- Ha aparecido sulfoferrito en la superficie del hormigón debido a la reacción del C_4AF del cemento con los sulfatos.

- Según se observa en los mapas de sulfatos, la concentración en superficie aumenta considerablemente con el tiempo, pero en profundidad no se puede establecer un criterio ascendente claro. Debido a que el hormigón estaba tan degradado, cuando se realizaba el taladro para obtener la muestra, algo del material de la superficie caía sobre ésta, con lo cual las muestras no eran perfectamente homogéneas.

7. PRODUCCIÓN CIENTÍFICA DERIVADA DE ESTE PROYECTO

7.1. Publicaciones en Congresos

J. C. Araiza, M. Cordero, A. C. Aparicio, E. Vázquez. "Chemical Attack Influence on Dynamic Parameters of Concrete Bridges", IABMAS'02, Barcelona, España; Julio, 2002.

M. Cordero, A. C. Aparicio, E. Vázquez. "Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado frente a un ataque químico", II CONGRESO DE ACHE DE PUENTES Y ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN, Madrid, España; Noviembre, 2002.

M. Cordero, A. C. Aparicio. "Estudio de la evolución de las propiedades mecánicas de estructuras de hormigón armado sometidos a diversos ataques químicos", VIII Seminario de la APEC, Barcelona, España; 2003.

7.2. Publicaciones en Revistas

Ángel C. Aparicio, Joan R. Casas, Paulo J. S. Cruz, Mariela Cordero. "Deterioration and Structural Performance of Reinforced Concrete Beams. Experimental Results". Enviado al ACI Structural Journal.

Mariela Cordero, Ángel C. Aparicio, Enric Vázquez. "Estudio experimental de las propiedades mecánicas y químicas de vigas de hormigón armado sometidos a diferentes ataques químicos". Enviado a la Revista Hormigón y Acero para una Edición Especial.

7.3. Tesinas de Especialidad

Tony Valls Dalmau, Ángel C. Aparicio (2001). Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por cloruros: análisis estructural. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, 2001.

Pinto Susana y Aparicio Ángel C. (2001). Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por sulfatos: análisis estructural. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, 2001.

Mª Carmen Sánchez Vázquez, Enric Vázquez Ramonich (2001). Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque

químico por dióxido de carbono: análisis químico. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, 2001.

Sandra Sabatés Alamán, Ángel C. Aparicio Bengoechea (2001), Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por dióxido de carbono: análisis estructural. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, 2001.

Xavier Márquez Hervera, Enric Vázquez Ramonich, Jorge Rovira Santa Olaya (2001), Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por cloruros: análisis químico. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, 2001.

Castañer M. y Vázquez E. (2001). Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por sulfatos: análisis químico. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, 2001.

Roger Ollé Bidó, Joan Ramon Casas Rius. Estudio experimental para el desarrollo de un sistema de monitorización de daños en estructuras de hormigón. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, 2002.

Sergio Fernández Marín, Enric Vázquez Ramonich, Ángel C. Aparicio Bengoechea. Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por sulfatos: análisis estructural y análisis químico. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, 2002.

Javier Fernández Cercós, Ángel C. Aparicio Bengoechea, Enric Vázquez Ramonich. Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por cloruros: análisis estructural y análisis químico. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, 2002.

Mercé Díez Ventura, Enric Vázquez Ramonich, Ángel C. Aparicio Bengoechea. Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por sulfatos: análisis estructural y análisis químico. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, 2003.

Bernat Sabater Condal, Ángel C. Aparicio Bengoechea, Enric Vázquez Ramonich. Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por cloruros: análisis estructural y análisis químico. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, 2003.

7.4. Tesis Doctorales

Araiza Garaygordóbil Juan Carlos, "DYNAMIC ASSESSMENT OF STRUCTURAL building components", Tesis Doctoral; UPC; Febrero 2003.

Cordero Mariela, Estructuras de hormigón pretensado afectadas por corrosión: estudio de su vida útil; Tesis Doctoral en desarrollo.

8. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología, a través de un proyecto I+D, de referencia TRA99-0810, "Estudio Teórico y Experimental para la Determinación del Coeficiente de Conservación de Estructuras". Se agradece la colaboración de los técnicos del Laboratorio de Estructuras de la Universidad Politécnica de Cataluña: Carlos Hurtado, Miguel Ángel Martín, Ernesto Díaz. También, a los tesinandos que han colaborado durante todo el desarrollo del proyecto de investigación: Tony Valls Dalmau, Pinto Susana, Mª Carmen Sánchez Vázquez, Sandra Sabatés Alamán, Xavier Márquez Hervera, Castañer Miguel, Roger Ollé Bidó, Sergio Fernández Martín, Javier Fernández Cercós, Mercé Díez Ventura, Bernat Sabater Condal y al Doctor Juan Carlos Araiza por su participación en los ensayos dinámicos.

9. REFERENCIAS

(1) CEB, "Durabilidad de Estructuras de Hormigón. Guía de Diseño CEB", Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Madrid; 1996.

(2) Comisión Permanente del Hormigón, "Instrucción de Hormigón Estructural", Centro de Publicaciones del Ministerio de Fomento; Madrid; 1999.

(3) Broomfield, J.P. "Corrosion of Steel in Concrete", E&FN Spon; London; 1997.

(4) Calavera, J., "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón", INTEMAC; Madrid; 2000.

(5) Hong, K. y Hooton, R.D., "Effects of Cyclic Chloride Exposure on Penetration of Concrete Cover", Cement and Concrete Research, Vol. 29, 1379-1386; 1999.

(6) Kumar, P., "Concrete: Structure, Properties and Materials", Prentice-Hall, Englewood Cliffs; 1986.

(7) Okada, K., Kobayashi, K., y Miyagawa, T., "Influence of Longitudinal Cracking Due to Reinforcement Corrosion on Characteristics of Reinforced Concrete Members", ACI Structural Journal, Vol. 85, Issue 2, 134-140; 1988.

(8) Otsuki, N., Miyazato, S., Diola, N. y Suzuki, H., "Influences of Bending Crack an Water-Cement Ratio on Chloride-Induced Corrosion of Main Reinforcing Bars and Stirrups", ACI Materials Journal, Vol. 97, Issue 4, 454-464; 2000.

Estabilidad colorimétrica e influencia de la adición de pigmentos inorgánicos en hormigones sometidos a distintos estados de exposición ambiental

Colorimetrical stability and influence of the addition of inorganic pigments in concretes under different weathering conditions

F. Carvalho
Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos, Universidad Estadual Vale do Acaraú. Sobral-CE. Brasil

♦

J. Calavera
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático Emérito de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. UPM. Presidente de INTEMAC

RESUMEN

Este trabajo se basa en los resultados y conclusiones de la tesis doctoral realizada por el primero de los autores en el Departamento de Ingeniería Civil: Construcción, de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, bajo la dirección del profesor José Calavera Ruiz, Catedrático de Edificación y Prefabricación del mencionado Centro. Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio Central de INTEMAC en Madrid, gracias a una beca otorgada por INTEMAC.

El estudio desarrollado tiene por objeto analizar las variaciones de color, aspecto y durabilidad de los hormigones con adición de pigmentos inorgánicos, sometidos a distintos estados de exposición ambiental durante un período aproximado de un año. Para ello se emplearon dos tipos de cemento portland (uno blanco y otro gris), y pigmentos rojo, negro y amarillo, mediante la fabricación de hormigones de consistencia plástica o fluida, en todos los casos. El seguimiento de los parámetros de color del hormigón pigmentado se efectuó mediante medidas de seguimiento de las coordenadas cromáticas L*, a*, b*, y la evaluación de la durabilidad a partir de resultados de ensayos de caracterización físico-mecánica.

SUMMARY

This paper is based on the results and conclusions of the first author`s doctoral thesis for the Civil Engineering: Construction Department of the School of the Civil Engineering, Polytechnic University of Madrid, under the direction of Professor José Calavera Ruiz, Head of the School`s Department of Building and Precasting. The tests were carried out in the main Laboratory of INTEMAC in Madrid, thanks to a grant provided by INTEMAC.

The purpose of the study is to analyse the variations in colour, appearance and durability of the concrete containing inorganic pigments after exposure to different weathering conditions over a period of approximately one year. Two types of Portland cement (white and grey) were used, with red, black and yellow pigments by the production of concretes of plastic or fluid consistency. In the pigmented concrete were monitored by periodic measurement the colour parameters L, a*, b* and the durability was evaluated in terms of the results of physical-mechanical characterization tests.*

1. INTRODUCCIÓN

El hormigón es un material que presenta grandes virtudes desde el punto de vista del concepto estructural, debido a sus características físicas, principalmente la resistencia a compresión. Además, su plasticidad le confiere la capacidad de adoptar la forma de la superficie con la que tiene contacto en estado fresco, hasta lograr su estado físico definitivo, una vez endurecido. A estas virtudes debe añadirse la estética, como resultado del buen manejo de la forma, proporción, textura, color, etc. Así el hormigón, inventado hace más de un siglo

como pura necesidad estructural, tiene su aceptación como elemento arquitectónico a través de la incorporación de pigmentos, lo que le confiere un extraordinario valor estético.

La fabricación de Hormigón Coloreado no difiere, fundamentalmente, del proceso empleado para producir hormigones sin pigmentos. Sin embargo, algunos factores deben ser considerados durante su producción con el objeto de optimizar el color y la calidad deseada. La elección de los agentes colorantes, tipo y color del cemento, adecuada relación agua/cemento, granulometría y color de los áridos, son factores muy importantes para la obtención de un hormigón de buena calidad, integridad estructural y belleza permanente con bajo coste de mantenimiento. Además, si se conocen los factores que afectan al color obtenido, se pueden lograr con mayor facilidad proyectos duraderos y de gran calidad.

El primer caso de empleo de un hormigón coloreado se realizó en el Reino Unido, con la construcción del edificio para la fábrica de cigarrillos "*The Carreras Black Cat*", utilizando pigmento natural ocre de Sudáfrica. También se empleó vidrio molido de Venecia en algunas columnas y cornisas, con lo cual se consiguieron brillos rojos, verdes y negros. En la actualidad el edificio sigue en uso y sus paramentos exteriores han sido pintados.

El hormigón coloreado no tuvo un desarrollo importante posteriormente, salvo en el caso de prefabricados (adoquines, baldosas, tejas), los cuales aún hoy en día provocan la mayor demanda de pigmentos. Durante la década de los 80 el hormigón coloreado volvió a ser utilizado en obras in situ, pudiendo citarse muchos ejemplos en países como EEUU, Francia, Alemania, Bélgica o España, tales como el Holocausto Museum de Washington o el complejo Euro-Disney en Francia. En España el Arquitecto Prof. Pérez Luzardo construyó, con bastante éxito, diversos edificios en las Islas Canarias utilizando Hormigón Coloreado.

El empleo de pigmentos, debido a su avidez por el agua, presenta algunos interrogantes en cuanto a la durabilidad futura de los hormigones con ellos fabricados. La experiencia de utilización en determinados ambientes no ha sido muy buena, produciendo corrosión de armaduras en plazos inferiores a lo que era esperable. También la estabilidad del color conseguido ha sufrido en algunos casos variaciones en el tiempo, produciendo tonos desvaídos y falta de uniformidad.

2. OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN

El estudio experimental para la investigación sobre la variación del color y textura superficial del hormigón con adición de pigmentos inorgánicos, sometidos a distintos estados de exposición ambiental, tuvo por objeto investigar los siguientes aspectos:

- Influencia de las variables en estudio sobre la tonalidad de color y la destonificación superficial del hormigón bajo distintas condiciones ambientales.
- Cambios de tono y luminosidad tras los tratamientos de envejecimiento.
- Seguimiento del grado de ensuciamiento y eflorescibilidad ocasionados, y eficacia del sistema de limpieza.
- Caracterización de la durabilidad de los hormigones pigmentados respecto a dosificaciones patrón sin pigmento.
- Estudio de los cambios en los parámetros que influyen en la durabilidad del hormigón pigmentado tras la exposición a los tratamientos de exposición ambiental.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. Plateamiento de la investigación

En el estudio desarrollado se investigó la influencia de las siguientes variables en el hormigón pigmentado:

- **Tipo de cemento:**
  - Cemento portland blanco BL II 42,5 R
  - Cemento portland compuesto CEM II/A-M 42,5 R
- **Relación agua / cemento:**
  - Consistencia plástica
  - Consistencia fluida
- **Incorporación de pigmentos inorgánicos:**
  - Pigmento Amarillo
  - Pigmento Negro
  - Pigmento Rojo
  - Ausencia de pigmento

A las series resultantes de la combinación de las variables anteriormente mencionadas les fueron aplicados, durante un periodo aproximado de 1 año, los tratamientos de conservación o envejecimiento siguientes: exposición en cámara de curado estándar, a la intemperie, a ciclos de humedad y secado, y a radiación ultravioleta en cámara de envejecimiento artificial acelerado

Para la fabricación de las probetas se emplearon proporciones de componentes establecidas mediante la realización de estudios experimentales previos, considerando como punto de partida dosificaciones usuales en la ejecución de hormigones de edificación. Para el diseño de las dosificaciones se incorporaron las pautas necesarias para la toma en consideración de las variables en estudio. La cantidad de pigmentos añadida, así como el procedimiento para su incorporación, fueron definidos a partir de la información obtenida en las fuentes bibliográficas consultadas.

Para una valoración numérica y comparativa entre los cambios cromáticos del hormigón, las mediciones fueron realiza-

das directamente sobre las probetas, y siempre en el mismo área seleccionada previamente.

Con los resultados obtenidos tras la realización de los ensayos de color, físicos, mecánicos y químicos, se determinó la influencia de las variables diseñadas para el estudio en las características cromáticas y de durabilidad del hormigón coloreado, tanto a la edad de 28 días, como después de la aplicación de los tratamientos de exposición ambiental durante un año.

3.2 Descripciòn de las variables del estudio

En el presente trabajo se analizó la influencia de las siguientes variables en los hormigones coloreados con pigmentos sometidos a distintos estados de exposición ambiental:

- **Cemento**: se fabricaron dos series de hormigones, empleándose dos tipos de cemento, según su color, blanco (BL II 42,5 R) o gris (CEM II/A-M 42,5 R).

- **Relación agua/Cemento**: con independencia del pigmento o cemento empleado y con la finalidad de fabricar un hormigón con consistencia plástica y otro fluido, se establecieron dos dosificaciones en las que las relaciones agua/cemento fueron, respectivamente: 0,52 y 0,67.

- **Pigmentos:** en las distintas amasadas se añadieron pigmentos de óxido de hierro, de color amarillo, rojo o negro, según las dosificaciones determinadas en la primera fase del trabajo (ensayos previos para definir las proporciones de los materiales componentes). Además, se fabricaron probetas de hormigón, empleándose los dos tipos de cemento, sin pigmentos colorantes, utilizadas como referencia en la investigación. Se fabricaron 12 series, correspondientes a la combinación de: dos tipos de cemento, dos consistencias, y la utilización de dos pigmentos y hormigón patrón. En los hormigones fabricados con cemento gris se utilizaron pigmentos negro y amarillo, y en los fabricados con cemento blanco pigmentos rojo y amarillo. Las proporciones empleadas se indican adelante.

La denominación de las series y identificación de las probetas fue realizada según un código, donde:

- La primera letra identifica el tipo de cemento:

  B: Cemento Portland Blanco BL II 42,5 R

  G: Cemento Portland CEM II/A-M 42,5 R

- La segunda letra identifica el tipo y color del pigmento:

  N: Pigmento **N**egro

  R: Pigmento **R**ojo

  A: Pigmento **A**marillo

- La tercera letra identifica la consistencia del hormigón:

  P: Consistencia Plástica (relación a/c=0,52)

  F: Consistencia Fluida (relación a/c=0,67)

El número final indica el estado de exposición ambiental al que se han sometido las distintas series de probetas durante la investigación, según se indica a continuación:

Tabla 1. Identificación de las probetas según el tipo de exposición ambiental

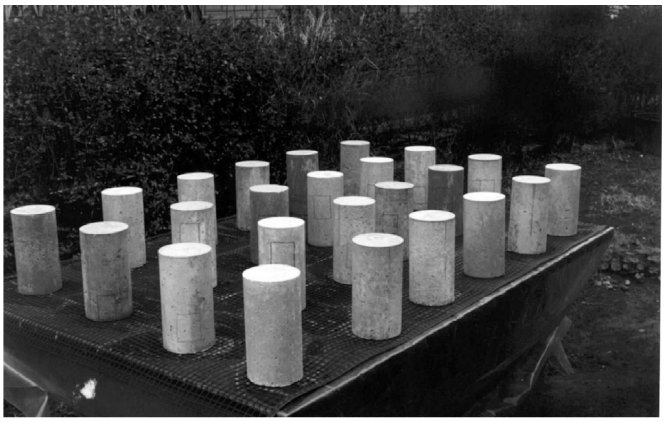
Exposición ambiental	Identificación
Cámara estándar	**1 y 2**
Ambiente exterior (intemperie)	**3 y 4**
Ciclos de humedad y secado	**5 y 6**
Cámara de radiación ultravioleta	**7**
Laboratorio (recinto interior)	**8, 9 y 10**

3.3 Tipos de exposiciòn ambiental

A todas las series resultantes de la combinación de variables anteriores se les aplicaron los siguientes tratamientos de envejecimiento:

- **Cámara Estándar**: las probetas números 1 y 2 de cada serie fueron conservadas en cámara húmeda estándar, a una temperatura de 20 ± 2ºC y humedad relativa superior 95%, durante todo el plazo de un año.

- **Intemperie**: las probetas, números 3 y 4 de cada serie permanecieron expuestas a la intemperie, durante todo el período de envejecimiento.



Fotografía 1. Probetas de Hormigón Coloreado expuestas a intemperie.

- **Cámara de Ciclos de Humedad/Secado:** las probetas números 5 y 6 de cada combinación de variables fueron sometidas a períodos cíclicos de humedad-secado. Para ello se utilizó una cámara climática en la que se aplicaron ciclos térmicos entre +20 ºC y +40 ºC, y variaciones controladas de humedad, de acuerdo con la siguiente secuencia:

1. Conservación a 40 °C ..... 20 horas
2. Enfriamiento de 40 °C a 20 °C ..... 4 horas
3. Conservación a 20 ° ..... 20 horas
4. Saturación bajo inmersión ..... 4 horas

- **Cámara de radiación ultravioleta:** Se utilizó una cámara climática combinada con radiación UVA para conseguir un envejecimiento acelerado capaz de reproducir resultados que representen los que se obtienen por exposición a la intemperie, incluyendo el efecto de la luz solar, la lluvia y los cambios de temperatura. La temperatura de ensayo fue fijada a 40 ± 2 ºC, y la humedad relativa al 10%.

Para la realización de los ensayos fueron mecanizadas rodajas de 5 cm de espesor a partir de cada probeta nº 7 de cada serie, para que pudiesen ser introducidas en el recinto de la cámara climática y sometidas al período de radiación ultravioleta. A fin de conseguir unas condiciones uniformes de exposición sobre las superficies de las probetas, la posición de éstas fue intercambiada semanalmente. Las condiciones de exposición en la cámara fueron las siguientes:

1. Radiación ultravioleta (40 ± 2 ºC; 10% HR) .. 10 horas
2. Saturación por inmersión en agua..... 14 horas

3.4. Metodología para el diseño de las dosificaciones y la fabricación del hormigón

Las dosificaciones empleadas en la fabricación de los hormigones se fijaron a través de amasadas experimentales, previamente elaboradas, considerando como punto de partida dosificaciones usuales en la elaboración práctica de hormigones de edificación. Además, se tuvieron en cuenta los siguientes criterios: empleo de un contenido de cemento idéntico para todas las dosificaciones (300 kg/m^3); empleo de los mismos áridos (arena silícea 0/5 mm y grava caliza 5/12 mm); empleo de la cantidad de aditivo necesaria para ajustar el hormigón a la consistencia deseada, sin tener que modificar la relación a/c. Además, en cada grupo se emplearon dos relaciones agua/cemento, con la finalidad de obtener hormigones con consistencia plástica y fluida. El ajuste a la consistencia deseada se hizo a través de la adición de un agente plastificante, en forma líquida, disperso en agua.

La dosificación básica, por m^3, adoptada para la fabricación de los hormigones con cemento gris CEM II/A-M 42,5 R y cemento blanco BL II 42,5 R, de cada tipo de mezcla, fue la siguiente:

- Cemento ..... 300 kg
- Grava caliza 5/12 mm ..... 1200 kg
- Arena silícea 0/5 mm ..... 800 kg
- Agua ..... 160 l

Para la fabricación de los hormigones objeto de nuestro estudio, se consideró la información obtenida en la bibliografía estudiada, según la cual se pueden conseguir colores bien definidos utilizando pequeñas cantidades de pigmentos, entre el 2 y el 5%, dependiendo del tipo y color empleado. En general se acepta que, debido al tamaño de sus partículas y diferente densidad de conjunto, la exactitud y precisión en las dosificaciones requieren que la medición del pigmento se realice por peso. El pigmento fue vertido a la amasadora junto con el cemento y los áridos, en seco, antes de la incorporación del agua.

A partir de lo descrito anteriormente, se decidió emplear las siguientes proporciones:

- Pigmento Rojo..... 2,4 %
- Pigmento Negro [1] .....1,8 y 2,5 %
- Pigmento Amarillo ..... 3,0 %

El aditivo se mezcló en una porción del agua de amasado previamente a su incorporación a la amasadora. En todas las amasadas se efectuó un control de la consistencia, empleando cuando era preciso variaciones de la cantidad de aditivo prefijada, para ajustar el hormigón a la consistencia deseada, sin tener que modificar la relación a/c. También se determinó la resistencia a compresión normalizada del hormigón de cada amasada.

A partir de cada una de las amasadas definidas en el apartado anterior, se fabricaron 13 probetas, según se define a continuación:

- 10 probetas cilíndricas, de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura, utilizadas para los ensayos de evaluación de durabilidad, tratamientos de envejecimiento y medidas del color, numeradas del 1 al 10. Transcurridos las primeras 24 horas desde la fabricación, las probetas números 9 y 10 se mantuvieron en ambiente interior del laboratorio y las probetas números 1 a 8 se introdujeron en cámara de curado estándar. Sobre las dos probetas curadas en ambiente de laboratorio (nº 9 y nº 10) se realizó, a los 35 días de edad, la determinación de las coordenadas cromáticas, porosidad, succión por capilaridad y carbonatación. Las probetas números 1 a 8, a los 35 días de edad se sacaron de la cámara húmeda. Las designadas como 1 a 7, fueron sometidas a exposiciones ambientales diferentes: cámara húmeda, ciclos de humedad-secado, intemperie y cámara ultravioleta. Sobre la probeta nº 8 se determinó la penetración de agua bajo presión. Sobre las siete probetas expuestas a tratamientos de conservación o envejecimiento se realizó periódicamente un seguimiento de las coordenadas cromáticas en su superficie (semanalmente el primer y quincenalmente el segundo mes, y a continuación una vez al mes), hasta completar el año de exposición, momento en el cual se acondicionaron para la realizaron de los ensayos. Las determinaciones efectuadas al finalizar los tratamientos de exposición ambiental fueron las indicadas seguidamente: succión capilar, carbonatación, porosidad y permeabilidad de agua bajo presión. A partir de ese momento todas las probetas se mantuvieron en condiciones idénticas de almacenamiento durante 16 meses, para conseguir su secado "natural", en un recinto cerrado ventilado, y sobre las probetas resultantes del tra-

[1] Durante la fabricación de las probetas se observó que, debido al color de los áridos y del cemento, el hormigón coloreado con pigmento negro en la proporción del 1,8 % presentaba un tono demasiado claro. Por ello se decidió aumentar la dosificación al 2,5 %, sobre el hormigón de consistencia fluida.

tamiento de exposición a la intemperie, se determinaron de nuevo las coordenadas cromáticas, antes y después de un proceso de limpieza selectivo.

- Tres probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, utilizadas para determinar la resistencia a compresión normalizada.

3.5. Realización de ensayos

3.5.1. Determinación de la variación del color del hormigón a través de sus coordenadas cromáticas.

Para una valoración numérica precisa y comparativa entre los cambios cromáticos del hormigón sometido a distintos estados de exposición ambiental, es necesario que las medidas cromáticas se realicen empleando métodos objetivos, como pueden ser las efectuadas con espectrofotómetros en condiciones normalizadas (ASTM E 308 y ASTM D 2244).

Las mediciones de las coordenadas cromáticas en los hormigones estudiados fueron realizadas utilizándose un espectrofotómetro CM-2002 de Minolta, con un ángulo de observación de 10 grados, utilizándose un iluminante estándar D65, que corresponde a la luz natural con radiación ultravioleta. Esta es una técnica no destructiva, ya que no afecta al soporte sobre el que se realizan las mediciones, y permite obtener datos sistematizados. Las mediciones se realizaron directamente sobre un total de 10 localizaciones por probeta, y siempre en el mismo área, seleccionada previamente de acuerdo con su homogeneidad de color y tono, a simple vista.

La escala cromática utilizada fue la Cielab, 1976 (CIE COLORIMETRY), tomando los parámetros L*, a* y b*. En ésta la diferencia de color se establece en función de la variación de los siguientes parámetros:

+ ΔL* = más Claro	– ΔL* = más Oscuro
+ Δa* = más Rojo	– Δa* = más Verde
+ Δb* = más Amarillo	– Δb* = más Azul

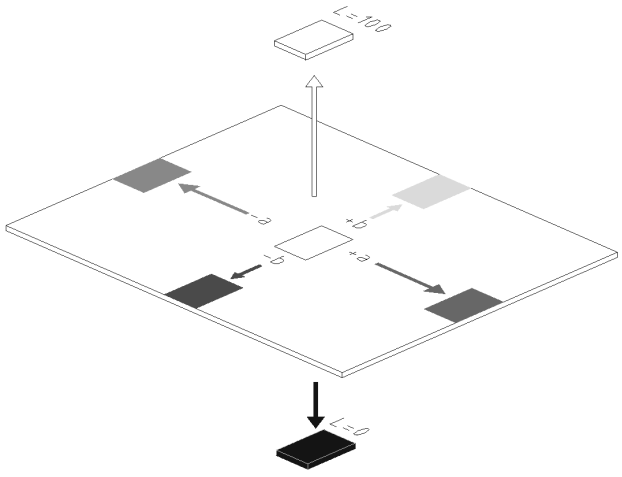


Figura 2. Coordenadas Cromáticas **L*a*b***

Con objeto de cuantificar, comparar y estudiar la evolución de las coordenadas cromáticas L*, a* y b*, se llevaron a cabo una serie de mediciones sistemáticas sobre probetas expuestas a los distintos estados ambientales. La primera medida sobre las probetas fue efectuada a los 35 días de fabricación del hormigón. Durante este período de curado inicial las probetas permanecieron en cámara estándar, a excepción de dos de cada tipología que permanecieron en ambiente interior (nº 9 y nº 10). Posteriormente todas las probetas fueron trasladadas a los distintos ambientes de exposición, donde permanecieron hasta que terminó la investigación. Durante los 2 primeros meses, se realizaron mediciones semanales de las probetas sometidas a los distintos ambientes. En el mes siguiente, el intervalo se aumentó a 15 días, y una vez finalizado este período y hasta completar el año, se pasó a una medida por mes. Las probetas que se mantuvieron en cámara húmeda, fueron sacadas de la cámara inmediatamente antes de la medición, para evitar que el agua existente en su superficie se evaporara. Durante la realización de las medidas pudo comprobarse la aparición de eflorescencias en el exterior de las probetas cuando se comenzaban a secar superficialmente.

3.5.2 Determinación de la succión capilar

Las probetas utilizadas para el estudio de la succión de agua en el hormigón fueron sometidas a los períodos de secado prefijados. El nivel de agua respecto a la base inferior de la probeta se mantuvo a una altura de 5 mm durante todo el ensayo, mediante un dispositivo automático que corregía las pérdidas de agua por absorción de la probeta o por evaporación. Las condiciones ambientales, humedad relativa y temperatura de la sala de ensayo, se mantuvieron estables en torno al 65 ± 5% y a 20 ± 2 ºC, respectivamente. A las 72 horas de tratamiento se secaron superficialmente las bases de las probetas para determinar por diferencia de peso la succión de agua del hormigón. Posteriormente se procedió a la realización del ensayo de tracción indirecta, según UNE 83306, en la cara perpendicular a la utilizada para el ensayo de succión capilar. En general, el perfil definido por el frente de penetración de agua era homogéneo, de forma que prácticamente coincidían en la superficie exterior y en la interior de cada probeta.

3.5.3 Determinación de la permeabilidad

El procedimiento seguido para la realización del ensayo coincide con el descrito en la norma UNE 83309. Durante la aplicación del tratamiento no se observaron manchas de humedad en la superficie, ni exudación en el contorno inferior de las probetas, por lo que se puede garantizar que no hubo pérdidas de agua. No se observaron exudaciones en el contorno exterior de las probetas. Tampoco se observó presencia de agua en la cara opuesta a la aplicación de la presión.

3.5.4 Determinación de la porosidad

El ensayo de porosidad fue realizado siguiendo método indicado en la norma ASTM C-642.

3.5.5 Determinación de la profundidad de carbonatación

Sobre una de las caras de fractura de las probetas ensayadas a tracción indirecta, se pulverizó una disolución alcohólica al 50% con 1% de fenolftaleína. Transcurridos 2 minutos, se midió el espesor de la capa incolora con una precisión de 1 mm, determinando así la profundidad de la zona carbonatada.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

A partir de los datos experimentales obtenidos en el desarrollo del presente trabajo de investigación, y del análisis de los resultados, pueden establecerse las siguientes consideraciones:

4.1 Sobre la variación de color

- El envejecimiento del hormigón lleva asociado un aumento entre 4 y 10 uds. de los valores de luminosidad, imputable a la pérdida gradual de humedad en la superficie de las probetas (dando tonos más pálidos) y una reducción entre 2 y 10 uds. de la saturación de color. La reducción de la saturación de color parece estar originada, a cortas edades, por la formación abundante de eflorescencias, a largo plazo, por procesos asociados a la carbonatación del hormigón y lixiviación (en probetas sometidas a ciclos alternos de humedad y secado).

- Los mayores cambios se ponen de manifiesto con los tratamientos de exposición a la intemperie y a la radiación ultravioleta. En general, estos envejecimientos producen un aumento de la luminosidad comprendido entre 6 y 16 uds. (tonos más pálidos), siendo las variaciones un 100% superiores para el hormigón de cemento blanco respecto a las resultantes para el hormigón de cemento gris.

- En general, la limpieza realizada no consiguió recuperar el color original del hormigón.

4.2 Sobre la durabilidad del hormigón

- La adición de pigmentos en los hormigones de reducida relación a/c (consistencia plástica) apenas tiene influencia en la absorción capilar. En los hormigones de consistencia fluida, al incorporar pigmentos al cemento gris (CEM II/A-M 42,5 R) se detectó un descenso de aproximadamente un 30% en la absorción capilar.

- En los ensayos de permeabilidad a la edad de 28 días se observó que la adición de pigmentos no resulta desfavorable, salvo en el caso del pigmento amarillo incorporado al hormigón con cemento blanco y consistencia fluida, que presenta una penetración de agua a presión muy elevada (supera los 30 mm de penetración media, especificados como valor máximo en la EHE para obras en ambientes III, IV, o expuestas a cualquier clase específica de exposición).

- Los resultados obtenidos tras un año de conservación en cámara húmeda ponen de manifiesto un aumento de la compacidad del hormigón, con una microestructura menos permeable, imputable a una mayor hidratación del cemento. Esta disminución de la permeabilidad es mayor (en términos relativos respecto al valor inicial) en los casos en los que se han incorporado pigmentos, comparados con los hormigones patrón (sin pigmento).

- La incorporación de pigmento lleva asociado un incremento en la porosidad del hormigón, siendo el pigmento amarillo el que produce el mayor aumento.

- El empleo de uno u otro cemento no afecta de forma significativa a la profundidad de carbonatación.

5. CONCLUSIONES

Como resumen de las consideraciones presentadas pueden establecerse las siguientes conclusiones:

- Las variaciones de las coordenadas cromáticas analizadas en hormigones con adición de pigmentos inorgánicos sometidos a distintos tratamientos de exposición ambiental, consisten fundamentalmente en la disminución de la luminosidad (dando tonos más pálidos) y en la reducción de la saturación de color (resultando tonalidades más apagadas).

- De los cuatro tratamientos de exposición aplicados, el de conservación en cámara húmeda es el único en el que se mantuvieron estables los parámetros cromáticos. La exposición a ciclos de humedad-secado apenas produjo alteraciones en los hormigones patrón sin pigmento, pero en los hormigones pigmentados puso de manifiesto una disminución de la viveza de los colores y tonos más pálidos. Estas mismas alteraciones se produjeron de una forma más intensa durante los tratamientos de exposición a la intemperie y a la radiación ultravioleta, llegando a generar una significativa destonificación del color, especialmente cuando se empleó pigmento rojo.

- El sistema de limpieza aplicado al finalizar los envejecimientos, consistente en un cepillado con agua ligeramente acidulada y posterior aclarado con agua destilada, no consiguió recuperar el aspecto original del hormigón. En algunos casos la limpieza no sólo no revirtió a la coloración original, sino que produjo el efecto contrario, llegando a producir tonos más desvaídos.

- La influencia de la incorporación de los pigmentos colorantes inorgánicos en la durabilidad del hormigón se evaluó en función de la variación que se observa en los valores de absorción capilar, permeabilidad, porosidad y profundidad de carbonatación. En base a estos parámetros, la incorporación de los pigmentos lleva asociada una disminución de la durabilidad. Esta afirmación se basa en que si se comparan los hormigones que incorporan pigmentos con sus respectivos patrones (sin adición de colorante inorgánico), los primeros presentan una microestructura más porosa y absorbente, con mayor permeabilidad al agua y al CO_2 atmosférico. Este comportamiento defectuoso es más acusado en las tipologías de hormigón fabricadas con pigmento amarillo, cuyo factor de forma y tamaño (presenta morfología acicular) parece modificar la microestructura de la pasta de cemento influyendo negativamente en la durabilidad.

6. BIBLIOGRAFIA

ACI Committee 201. *Durabilidad del hormigón.* Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. Editorial LIMUSA. 1979.

ACI Committee 311. *Manual de inspección del hormigón.* American Concrete Institute. 1985.

ACI Committee 303. *Guide to cast-in-place architectural concrete practice.* American Concrete Institute. *1974.*

ADAM, M. *Aspectos del hormigón. Técnicas. Realizaciones. Patología.* Editores Técnicos Asociados, S.A. 1975.

ASTM D 2244 - 84. *Standard test method for calculation of colour differences from instrumentally measured colour coordinates.*

ASTM C 979 - 82. *Standard test method for pigments for integrally coloured concrete.*

BÜCHNER, G. *Pigments in concrete production.* Betonwerk Fertigteil Technik. nº 8. 1991.

BS 1014. *Pigments for portland cement and portland cement products*. British Standard Institution. 1975

CABRERA J.; LYNSDALE, C. *Coloured concrete. A state of the art review.* Concrete, the Journal of the Concrete Society. Vol. 23. nº 17. 1989.

CALAVERA, J. *Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado. Intemac. 1996*

FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. *Hormigón.* Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid. 1996.

FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. *Patología y terapéutica del hormigón armado*. Editorial Dossat. 1984

CEB. *Durabilidad de estructuras de hormigón. Guía de diseño CEB.* GEHO-CEB. 1993

DABNEY, C.M. *Coloured architectural concrete*. Concrete International.1984.

DABNEY, C.M. *Impact of colour in concrete.* Concrete International. 1990.

DELIBES, A. *Tecnología y propiedades mecánicas del hormigón.* INTEMAC. 1993.

EH-91. *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado.* MOPT.1991.

FORT, R. *Caracterización cromática de los materiales de construcción. Madrid. 1996.*

KRASOWSKY, J. *Concreto arquitectónico. Cuidados especiales en su fabricación*. Construcción y Tecnología. IMCYC.1997

KRESSE, P. *Colour changes during the weathering of pigmented concrete*. Betonwerk Fertigteil Technik. vol. 48 - nº 8. 1982.

KRESSE, P. *Use of colour in concrete. The erosion of concrete and plant growth.* Betonwerk Fertigteil Technik. vol 56 - nº 11. 1990.

KRESSE, P. *Efflorescence. Mechanism of occurrence and possibilities of prevention.* Betonwerk Fertigteil Technik. 1987.

LÓPEZ, P. *Durabilidad del hormigón.* Curso sobre patología, rehabilitación y refuerzo de obra de hormigón armado. INTEMAC. 1992.

MONKS, W. *Visual concrete. Design and production.* Cemento and Concrete Association. 1980.

MOWAT, G.C.; SYMONS, M.G. *Physical properties of concrete containing Pigments.* Institution of engineering. Australia civil engineering transactions. vol 24 - nº 2. 1982.

NEVILLE, A. *Properties of concrete* .Longman Scientific & Technical. 1995.

NEVILLE, A. *Concrete Technology.* Longman Scientific & Technical. 1994.

NORMAS UNE. AENOR

PCI. *Color, form & texture in architectural precast concrete*.

PLENKER, H. H. *The metering and dispersion of pigments in concrete*. Betonwerk Fertigteil Technik. Nº 9. 1991.

RABER, P. Pigmentation of concrete and mortar. Modern Concrete. 1974.

ROBINSON, R.C. *Architectural precast concrete. The complete palette.* Concrete International. 1992

PÉREZ LUZARDO, J. M. *Hormigones coloreados. Textura y color en el hormigón.* Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Tesis Doctoral dirigida por J. Calavera. Madrid. 1992.

RIZZO, E.H.; BURNS, M. *The durability of exposed aggregate concrete.* Concrete International. 1989.

SCHLEUßER, W. *Colouring concrete with pigments*. Betonwerk Fertigteil Technik. nº 8. 1991.

TEICHMANN, G. *Practical methods for determining the tinting strength of pigments in concrete.* Betonwerk Fertigteil Technik. 1993.

TEICHMANN, G. *The use of colorimetric methods in the concrete Industry.* Betonwerk Fertigteil Technik. vol. 56 - nº 11. 1990.

TRUB, U.A. *Superficies de hormigón visto*. Editores Técnicos Asociados. 1977.

VALDEOLIVAS, E. M.; POSTIGUILLO, J. R. *Hormigones vistos: influencia de los materiales constituyentes en sus cualidades superficiales*. Ingeniería Civil. 1984.

VEIT A. M. *Iron oxides pigments: state of the art.* Betonwerk Fertigteil Technik. 1997.

VEIT A. M. *Suggestions for improving coloured concrete products*. Betonwerk Fertigteil Technik. vol. 60 - nº 11. 1994.

ache

Diagramas característicos tensión-deformación de los aceros soldables con características especiales de ductilidad con marca Arcer

Characteristic stress-strain curves of Arcer mark special ductility weldable steel

♦

José Manuel Gálligo Estévez
Director del Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del CEDEX (Ministerio de Fomento)

♦

Noelia Ruano Paniagua
Instituto para la Promoción de las Armaduras Certificadas (IPAC)

Grupo de Trabajo ARCER GT/1

RESUMEN

En este artículo se describe la investigación llevada a cabo en el seno de la Marca ARCER para determinar el diagrama característico tensión-deformación de los aceros soldables con características especiales de ductilidad amparados por la Marca.

El estudio experimental se realizó sobre barras corrugadas de todas las fábricas con Marca ARCER, con diámetros correspondientes a cada unas de las series fina, media y gruesa que contempla la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE), y para cada una de las dos calidades de aceros con características especiales de ductilidad existentes: B400SD y B500SD.

El estudio ha supuesto la realización de 18.200 ensayos por parte de los laboratorios de los fabricantes, así como 228 ensayos de contraste por parte de dos laboratorios externos.

El análisis estadístico de los datos obtenidos ha permitido comprobar que las curvas características tensión-deformación de todos los aceros estudiados cumplen con holgura las especificaciones establecidas por la norma UNE 36065:2000 EX, así como determinar las curvas características garantizadas para los aceros B400SD y B500SD.

Las curvas obtenidas ponen de manifiesto que los aceros con Marca ARCER proporcionan un notable incremento de la tenacidad en comparación con los valores correspondientes a la norma UNE 36065:2000 EX, al tiempo que abren nuevas posibilidades a los proyectistas para abordar el cálculo plástico o determinar las cargas reales de colapso de una estructura, entre otras posibilidades.

SUMMARY

This paper presents the research conducted under ARCER Mark to determine the stress-strain characteristic curves of the weldable special ductility steel bearing the ARCER Mark.

The tests to determine the tensile characteristics of special ductility weldable steel bearing the ARCER Mark were conducted on ribbed bars provided by all the factories that are authorised to use the Mark, in three series of diameters, small, medium and large, established by the EHE code, and in two grades of steel bars, B400SD and B500SD.

The study was performed in 18,200 tests at the laboratories of the factories as well as 228 comparative tests carried out at two external laboratories.

The statistical analysis has demonstrated that all the stress-strain characteristic curves of the weldable special ductility steel bearing the ARCER Mark studied were more than compliant with the UNE 36065:2000EX Standard prescriptions, as well as having determined the characteristic curves for two grades of steel bars, B400SD and B500SD.

The study of the curves indicates that the weldable special ductility steel bearing the ARCER Mark had higher toughness

values than required in the UNE 36065:2000EX Standard. This is very important for the designers so that they can use, for example, plastic analysis or evaluate the actual loads acting on the structure.

1. INTRODUCCIÓN

La publicación de la Instrucción de Hormigón Estructural, EHE (en adelante EHE) ha supuesto un incremento notable de la calidad de los materiales componentes del hormigón estructural, fundamentalmente de los hormigones y de los aceros. En el caso de estos últimos, la revisión de la anterior Instrucción EH-91 coincidió con una importante actividad de innovación tecnológica cuyo resultado supuso la aparición de los aceros con características especiales de ductilidad (en lo sucesivo aceros SD) recogidos en la norma UNE 36065:2000 EX.

Este tipo de aceros se caracteriza por una mayor relación entre la carga de rotura y el límite elástico (f_s/f_y) que los aceros convencionales, y por un mayor alargamiento bajo carga máxima ($\varepsilon_{máx}$), aumentando considerablemente la capacidad del acero para absorber energía hasta rotura.

En aquellos momentos la EHE no pudo recoger estos aceros en el articulado, dada su reciente aparición, pero sí puso los medios necesarios para que pudiesen comenzar a utilizarse en el mercado y obtener experiencia sobre su empleo. El mecanismo elegido fue recoger el acero B400SD, primero en aparecer, en el Anejo nº 12 "Requisitos especiales recomendados para estructuras sometidas a acciones sísmicas".

El empleo de este tipo de acero comenzó a incrementarse de forma notable, dadas las ventajas de toda índole que supone su utilización para diseñar estructuras dúctiles:

- Aviso antes del fallo mediante mayores deformaciones, tanto en las estructuras isostáticas como hiperestáticas.
- Mayor capacidad de redistribución de esfuerzos, y consecuentemente, mayor reserva de resistencia en las estructuras hiperestáticas.
- Mayor capacidad de acomodación de deformaciones impuestas (temperatura, asientos de apoyos, retracción, fluencia, etc.) y mayor resistencia a los esfuerzos generados por ellas.
- Resistencia frente a impactos locales imprevistos y cargas accidentales.
- Resistencia a cargas cíclicas, por disipación de energía (situación de sismo).

Esta mayor demanda auspició la aparición del acero B500SD, contemplado en la norma UNE 36065:2000 EX, pero no explícitamente en la EHE.

La innovación continua en la calidad y propiedades de los aceros españoles condujo a la creación de la Marca ARCER, la cual, desde su inicio, incorporó la decisión de acometer investigaciones específicas de carácter experimental que permitan determinar, con fiabilidad estadística suficiente, las características mecánicas de los aceros soldables con características especiales de ductilidad integrados en la Marca ARCER. El objetivo es doble: por un lado comprobar fehacientemente el cumplimiento, estadísticamente garantizado, de las prescripciones establecidas por la EHE y, por otro, permitir que la Marca pueda garantizar a los usuarios (proyectistas y constructores) unos valores de dichas características superiores a los exigidos en la mencionada reglamentación.

Para llevar a cabo este programa experimental sobre los aceros SD se ha constituido, en el seno de la Marca ARCER, un grupo de trabajo específico (ARCER GT/1) que ha dividido el mismo en tres partes:

- Investigación de las características de tracción y del diagrama característico tensión-deformación.
- Investigación del diagrama σ-N de fatiga (curva de Wöhler) incluyendo tanto la rama descendente como la horizontal (límite de fatiga).
- Investigación del comportamiento bajo carga cíclica de alta intensidad, característica de la solicitación sísmica.

La composición del Grupo de Trabajo ARCER GT/1 es la siguiente:

Coordinador:

D. José Manuel Gálligo Estévez (Director del Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del CEDEX. Ministerio de Fomento)

Vocales:

D. Pello Aguirre Eizmendi (Aceralia Redondos Azpeitia, S.L.); D. Jaime Fernández Gómez (INTEMAC- Instituto Técnico de Materiales y Construcciones); D. Antonio Gómez Rey (Calidad Siderúrgica, S.R.L.); D. Ramón Molina Rodríguez (Megasa Siderúrgica, S.L.); D. Ernesto Muelas Valdeolivas (Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX. Ministerio de Fomento); D. Honorino Ortega Valencia (Compañía Española de Laminación, S.L.-CELSA); D. Rufo Povill (Compañía Española de Laminación, S.L.-CELSA); D. Carlos Sánchez Fransesch (Siderúrgica Sevillana, S.A.);

Vocal - Secretaria:

D.ª Noelia Ruano Paniagua (Instituto para la Promoción de las Armaduras Certificadas - IPAC).

Ha colaborado con el Grupo de Trabajo, realizando el estudio estadístico descrito en esta monografía:

D. Rafael Romero Villafranca (Catedrático de la Universidad Politécnica de Valencia).

Este artículo describe los trabajos de investigación llevados a cabo para el desarrollo de la primera de las partes indicadas, lo que ha supuesto la realización de 18.200 ensayos de tracción sobre los aceros con características especiales de ductilidad integrados en la Marca, así como un riguroso estudio estadístico de los mismos para definir finalmente los diagramas

característicos tensión-deformación garantizados para los aceros B400SD y B500SD.

Dada la extensión de este artículo, no ha sido posible ahondar en el análisis estadístico y los estudios pertinentes que han permitido eliminar o limitar la influencia de factores distintos de las diferencias intrínsecas existentes entre los aceros estudiados. Una información más detallada puede encontrarse en la Monografía nº 4 de ARCER [4].

2. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El estudio ha tenido como objetivo determinar las características mecánicas de tracción y el diagrama tensión-deformación de los aceros soldables con características especiales de ductilidad integrados en la Marca ARCER, obteniendo sus curvas y valores característicos, con una base estadística que comprende todas las fábricas que los producen y una selección representativa de los diámetros.

Como ya se ha mencionado, los aceros soldables con características especiales de ductilidad son de reciente aparición en España. La calidad B400SD se desarrolló en paralelo a la redacción de la EHE, para hacer frente a las exigencias de ductilidad no cubiertas por los aceros soldables tradicionales B400S y B500S, apareciendo posteriormente la calidad B500SD. Aunque la experiencia de utilización de estos nuevos aceros es comparativamente inferior a la de los aceros B400S y B500S, sus superiores prestaciones han hecho que su uso se esté extendiendo cada vez más en España.

Al objeto de determinar el comportamiento de los aceros con características especiales de ductilidad que ostentan la Marca ARCER, se decidió realizar un estudio experimental de sus características de tracción para todas las fábricas integradas en la Marca y sobre tres diámetros distintos, representativos de las series fina, media y gruesa, respectivamente, tal como se establece en la EHE para las armaduras pasivas.

Las características de tracción a determinar en el estudio fueron:

- El valor del límite elástico (f_y) al 0,2% de deformación.
- La carga unitaria de rotura (f_s).
- El alargamiento bajo carga máxima ($\varepsilon_{máx}$).
- El módulo de elasticidad (E_s).
- Las relaciones entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico (f_s/f_y) y entre los valores real y nominal del límite elástico ($f_{y,real}$ / $f_{y,nominal}$), ambos al 0,2% de deformación.
- La curva tensión – deformación (σ - ε)

3. ESTUDIO EXPERIMENTAL

El estudio experimental de las características de tracción de los aceros SD se ha efectuado sobre las barras corrugadas de las siguientes fábricas, todas ellas en posesión de la Marca ARCER:

- Aceralia Redondos Azpeitia, S.L.- Grupo ARCELOR
- Aceralia Redondos Getafe, S.L. - Grupo ARCELOR
- Compañía Española de Laminación, S.L. – CELSA
- Megasa Siderúrgica, S.L.
- Nervacero, S.A.
- Siderurgia Nacional – EPL, S.A (Maia)
- Siderúrgica Sevillana, S.A.

En el texto, las fábricas se identifican mediante las letras A, B, C, D, E, F y G, cuyo orden no coincide con el listado de fábricas anterior, por motivos de confidencialidad.

3.1. Aceros estudiados

El estudio se ha efectuado sobre las dos calidades de aceros con características especiales de ductilidad, B400SD y B500SD. La Tabla 1 recoge las características mecánicas mínimas que deben satisfacer los aceros recogidos en la Norma UNE 36065:2000 EX, y la Figura 1 muestra un dibujo de la geometría de ambas calidades.

Tabla 1. Características mecánicas de los aceros con características especiales de ductilidad.

Característica	B400SD	B500SD
Límite elástico, f_y (N/mm^2)	≥ 400	≥ 500
Carga unitaria de rotura, f_s (N/mm^2)	≥ 480	≥ 575
Relación (f_s/f_y)	≥ 1,20 ≤ 1,35	≥ 1,15 ≤ 1,35
Relación ($f_{y,real}$ / $f_{y,nominal}$)	≤ 1,20	≤ 1,25
Alargamiento de rotura, ε_u (%)	≥ 20	≥ 16
Alargamiento bajo carga máxima, $\varepsilon_{máx}$ (%)	≥ 9	≥ 8

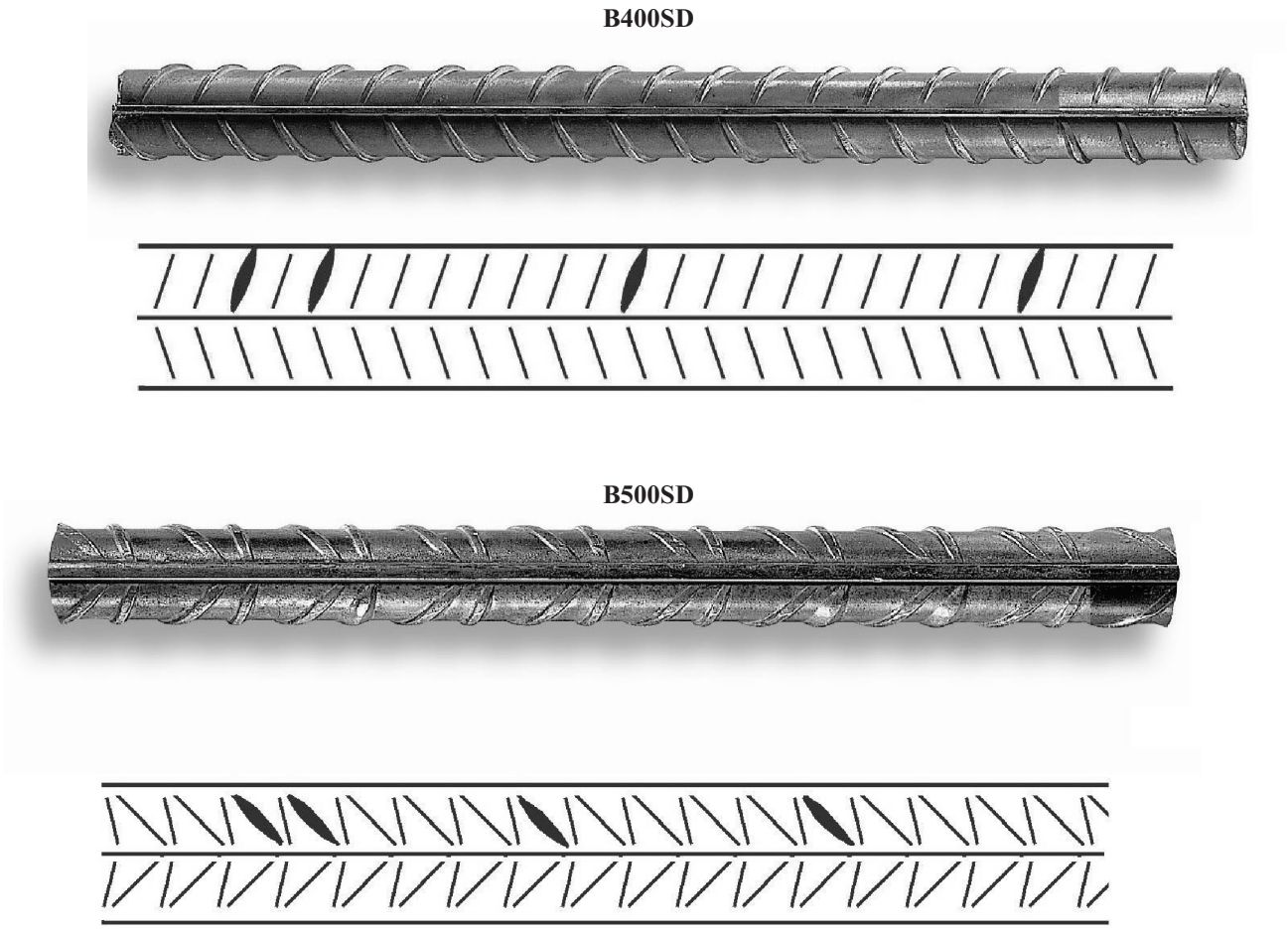


Figura 1. Geometría de los aceros B400SD y B500SD.

En cuanto a los diámetros, se eligieron tres valores: 8 mm, 16 mm y 25 mm, representativos de las tres series que la EHE define a efectos del control (Artículo 90.3) :

– Serie fina: diámetros inferiores o iguales a 10 mm.

– Serie media: diámetros 12 a 20 mm, ambos inclusive.

– Serie gruesa: diámetros iguales o superiores a 25 mm.

3.2. Metodología de los ensayos

La experimentación se ha efectuado en 7 fábricas (6 españolas y 1 portuguesa) de barras corrugadas integradas en la Marca ARCER, sobre los tres diámetros representativos de las series (8, 16 y 25 mm) y en las dos calidades de los aceros SD (B400SD, B500SD). En total, los ensayos se han realizado sobre 38 poblaciones distintas, número que no coincide con el de las combinaciones de fábricas, diámetros y calidades posibles (7 x 3 x 2 = 42) dado que algunas fábricas no producen todas las series y que el número mínimo de coladas necesario para entrar en el estudio era de 20 por fábrica, calidad y diámetro.

En general, los resultados correspondientes a cada una de las 38 poblaciones estudiadas se han obtenido a partir de un total de 500 ensayos, realizando 10 ensayos de 50 coladas diferentes. Adicionalmente, se tomaron 3 probetas por colada para la realización de ensayos de contraste, y en previsión de que tuviesen que realizarse posibles estudios adicionales.

El número total de ensayos efectuados en fábrica fue de 18.200.

Para facilitar la realización de este ambicioso estudio, y al objeto de que la experimentación se efectuara en condiciones de máxima homogeneidad, todas las fábricas se dotaron de máquinas de ensayo similares, y se elaboró un detallado protocolo común (ver Tabla 2), al objeto de uniformar los ensayos (en términos de longitud de probeta, longitud libre entre mordazas, extensometría, velocidad de deformación, etc).

El protocolo de ensayo definió, además, los procedimientos para configurar la máquina de ensayo y el propio ensayo, identificar las muestras según un código normalizado, realizar el ensayo de tracción, almacenar los resultados y remitir los mismos para su posterior tratamiento estadístico, garantizando en todo momento la fidelidad y trazabilidad de todos los datos.

3.3. Validación mediante contraste de los ensayos

Con el fin de garantizar de la forma más rigurosa posible los resultados obtenidos, se estableció un procedimiento de validación de los ensayos mediante el contraste de los resultados de los ensayos efectuados en cada una de las fábricas con los obtenidos en laboratorios externos a las mismas. Los laboratorios elegidos para efectuar el contraste fueron el Labora-

Tabla 2. Principales requisitos del protocolo de ensayo.

ELEMENTO DEL ENSAYO	REQUISITOS DEL PROTOCOLO DE ENSAYO
MUESTREO	– Elección de coladas y toma de muestras de forma totalmente aleatoria. – Longitud de la muestra: 900 mm. – Toma de 13 probetas por cada colada, calidad de acero y diámetro a ensayar.
MÁQUINA DE ENSAYO	– Máquina de accionamiento hidráulico y servo controlada, con mordazas hidráulicas de presión regulable.
PRECISIÓN EN LA MEDIDA	– Cargas: Clase 1 o mejor, según ISO 7500/1 ó EN10002/2, y en el margen desde 6 kN hasta 1000 kN. – Deformación: Clase 1 o mejor, según ISO 9513/89 ó EN 10002/4, y en el margen desde 50 µm a 4.900 µm. – Desplazamiento: Error relativo de exactitud menor o igual al ± 1% del valor leído, desde 4 mm hasta 150 mm.
VELOCIDAD DE ENSAYO	– Tramo elástico: 8 N/mm²/s. – Tramo del escalón de cedencia: 0,001/s. – Tramo plástico hasta rotura: 0,005/s.
CONTROL DEL ENSAYO	– Control por carga en el tramo elástico. – Extensometría de base 200 mm hasta una deformación del 2,375%, en cuyo momento se retira el extensómetro. – Control por deformación, una vez superado el límite elástico.
OBTENCIÓN DE PUNTOS POR ENSAYO	– 25 puntos por segundo.

torio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, del Ministerio de Fomento, y el Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, INTEMAC.

Los ensayos de contraste se efectuaron para cada fábrica, calidad y diámetro, sobre 1 probeta adicional a las 10 ensayadas en fábrica, de 6 coladas diferentes de entre todas las muestreadas en la fábrica. Por tanto, el número total de ensayos de contraste fue de 38 x 6 = 228.

4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LOS RESULTADOS

Dado el gran número de ensayos de que consta la investigación y la elevada cantidad de puntos obtenidos en cada ensayo (3.000 puntos del diagrama tensión-deformación por ensayo), fue precisa la elaboración de una metodología estadística adecuada, cuyo desarrollo corrió a cargo de D. Rafael Romero Villafranca, Catedrático de la Universidad Politécnica de Valencia.

La distribución de los 3.000 puntos del diagrama tensión-deformación obtenidos por cada ensayo fue la siguiente: aproximadamente 1.500 correspondían a la zona elástica, 500 al tramo horizontal de cedencia, 800 a la zona de endurecimiento hasta el valor de la carga unitaria de rotura, f_s, y 200 a la zona de estricción.

A partir de estos 3.000 puntos se determinaron para cada ensayo los parámetros de la curva tensión-deformación (ver Figura 2):

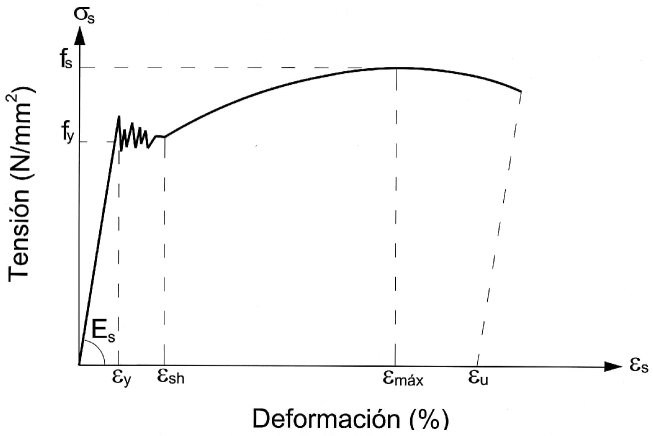


Figura 2. Diagrama tensión-deformación del acero.

f_y	límite elástico al 0,2%
f_s	carga unitaria de rotura
ε_y	deformación correspondiente al límite elástico
ε_{sh}	deformación correspondiente al inicio de la curva de endurecimiento por deformación
$\varepsilon_{máx}$	alargamiento bajo carga máxima
E_s	módulo de elasticidad
f_s / f_y	relación entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico al 0,2%
$f_{y,real} / f_{y,nominal}$	relación entre los valores real y nominal del límite elástico al 0,2%

Tabla 3: Naturaleza y niveles de confianza y de seguridad de los parámetros que definen la curva tensión-deformación.

Parámetro	Naturaleza	Nivel de confianza (γ)	Nivel de seguridad (β)
f_y	Unilateral inferior	90%	95%
f_s			
ε_y			90%
ε_{sh}			
$\varepsilon_{máx.}$			
$E_{s.}$	Bilateral	90%	90%
f_s / f_y			
$f_{y,real.} / f_{y,nominal}$	Unilateral superior	90%	90%

De esta forma se dispuso, para cada uno de estos 8 parámetros, de una muestra de 500 datos para obtener los correspondientes valores característicos. Los niveles de confianza y de seguridad que se adoptaron, de acuerdo con la norma UNE 36065:2000 EX, se recogen en la Tabla 3.

Finalmente, se comprobó la normalidad de los datos y se determinó la curva tensión-deformación característica de cada población, definida como:

"Lugar geométrico de los puntos (x,y) en los que a cada abscisa "x", le corresponde una ordenada "y" que se define como el valor característico (límite de tolerancia unilateral inferior con nivel de confianza del 90% y nivel de seguridad del 95%) de las ordenadas correspondientes a una deformación porcentual "x" en los diagramas tensión-deformación de los individuos de la población estudiada."

Para abordar el análisis, se elaboró un complejo programa informático de tratamiento y ajuste de datos que incluía el reconocimiento automático de los puntos de inicio de cada uno de los tramos de la curva (lineal elástico, horizontal de escalón de cedencia y curva plástica) y el tratamiento de la zona próxima a la rotura.

5. RESULTADOS OBTENIDOS

5.1 Valores característicos de los parámetros de la curva tensión-deformación

Los valores característicos de los parámetros de la curva tensión-deformación obtenidos para las dos calidades de acero estudiadas se recogen en las Tablas 4 y 5.

Los resultados obtenidos para el límite elástico, f_y, ponen de manifiesto que están siempre por encima del valor nominal, no observándose diferencias apreciables entre las poblaciones analizadas.

Esta misma tendencia se observa en la carga unitaria de rotura, f_s, que en todos los casos presenta un valor muy por encima del valor prescrito por la norma UNE 36065:2000 EX, es decir, 480 N/mm^2 para el acero B400SD y 575 N/mm^2 para el acero B500SD.

En relación a los alargamientos, expresados en porcentaje, se puede apreciar que los correspondientes al límite elástico, ε_y, presentan valores muy similares, tanto entre las distintas fábricas como entre los distintos diámetros, con valores comprendidos entre 0,13% y 0,23%, para la calidad B400SD, y entre 0,22% y 0,35% para la calidad B500SD.

Todos los aceros presentan un alargamiento bajo carga máxima, ε_{max}, notablemente superior a los límites inferiores (9% para el acero B400SD y 8% para el acero B500SD) fijados por la norma UNE 36065:2000 EX, si bien se aprecia una cierta dispersión entre fábricas y diámetros, con valores que varían entre 13,31% y 16,82 % para el acero B400SD, y entre 9,61% y 14,51% para el acero B500SD.

Los valores del módulo de elasticidad, E_s, y de la relación f_s/f_y se establecen a partir de los límites de tolerancia bilaterales ($\bar{x} \pm ks$), por lo que a cada población le corresponde un intervalo característico. Hay que señalar que los valores de E_s correspondientes a los ensayos de la fábrica D deben descartarse por la imprecisión producida en la medición de los alargamientos en el tramo elástico, lo que arroja valores anormalmente bajos.

Los valores del intervalo f_s/f_y están, salvo unas ligeras desviaciones, todos ellos dentro de los valores definidos en la norma: 1,20 – 1,35 para el acero B400SD, y 1,15 – 1,35 para el acero B500SD.

Por último, los valores característicos de la relación $f_{y,real}/f_{y,nominal}$ deben ser inferiores a un límite de tolerancia superior, lo que se cumple en todos los casos (1,20 para el acero B400SD y 1,25 para el B500SD), salvo en uno en el que se rebasa ligeramente.

5.2. Curvas tensión-deformación características garantizadas por ARCER

La curva tensión-deformación característica garantizada para cada calidad (B400SD, B500SD) se ha definido a partir de las curvas características correspondientes a las diferentes fábricas y diámetros, eligiendo el valor más desfavorable para cada uno de los parámetros. Así para el límite elástico, f_y, la carga unitaria de rotura, f_s, y el alargamiento bajo carga máxi-

Tabla 4. Valores característicos de los parámetros de la curva tensión-deformación de los aceros B400SD estudiados.

Parámetro	Diámetro (mm)	Fábrica						
		A	B	C	D	E	F	G
f_y (N/mm^2)	8	422	447	--	441	429	433	414
	16	418	431	437	438	432	429	409
	25	413	--	--	433	421	421	428
f_s (N/mm^2)	8	539	562	--	553	563	563	519
	16	549	551	551	547	569	556	538
	25	544	--	--	560	568	555	564
ε_y (%)	8	0,21	0,23	--	0,21	0,21	0,20	0,19
	16	0,22	0,22	0,22	0,23	0,22	0,20	0,20
	25	0,21	--	--	0,13	0,22	0,20	0,20
$\varepsilon_{máx}$ (%)	8	13,51	14,60	--	14,81	13,89	15,06	14,96
	16	15,04	15,07	14,14	15,79	15,32	14,86	15,08
	25	16,18	--	--	15,87	13,31	14,62	16,82
E_s (N/mm^2)	8	172/210	177/199	--	155/219	176/210	182/232	174/236
	16	173/202	173/204	184/211	77/224	173/202	174/243	173/219
	25	171/210	--	--	78/265	176/205	166/243	176/225
f_s / f_y	8	1,22/1,32	1,20/1,28	--	1,21/1,27	1,26/1,33	1,24/1,33	1,18/1,33
	16	1,23/1,34	1,23/1,33	1,21/1,,34	1,20/1,29	1,28/1,35	1,25/1,32	1,25/1,35
	25	1,24/1,33	--	--	1,25/1,31	1,28/1,36	1,26/1,33	1,25/1,35
$f_{y,real}$ / $f_{y,nom}$	8	1,18	1,21	--	1,18	1,14	1,17	1,18
	16	1,18	1,18	1,18	1,20	1,14	1,17	1,18
	25	1,17	--	--	1,17	1,15	1,16	1,18

ma, $\varepsilon_{máx}$, se han tomado los menores valores obtenidos en el conjunto de las curvas características, mientras que para la deformación, ε_{sh}, se ha tomado el mayor. El alargamiento correspondiente al límite elástico, ε_y, de la curva garantizada se ha calculado a partir del f_y correspondiente, operando con un valor de 200.000 N/mm^2 para el módulo de elasticidad, E_s.

¿Por qué se ha adoptado este valor? En el estudio se ha medido experimentalmente el módulo de elasticidad, E_s, de cada ensayo, obteniéndose valores medios comprendidos entre 184.000 y 214.000 N/mm^2. Esta variabilidad se debe en parte a que no existe un procedimiento normalizado para su medición. Sin embargo, E_s es una característica muy uniforme de los aceros, de tal modo que, convencionalmente, las Reglamentaciones relativas al proyecto de estructuras de hormigón le atribuyen un valor fijo E_s = 200.000 N/mm^2, independiente de la calidad del acero, razón por la que se ha adoptado este valor en el presente estudio.

El procedimiento seguido para la determinación de f_y y $\varepsilon_{máx}$ y la construcción de la curva característica garantizada, ha buscado que ésta sea una envolvente de todas las curvas características, y por tanto garantiza todos los resultados individuales.

En las Figuras 3 y 4 se representan las curvas tensión-deformación características garantizadas por ARCER y medias para las calidades B400SD y B500SD. Junto a ellas figura

Tabla 5: Valores característicos de los parámetros de la curva tensión-deformación de los aceros B500SD estudiados.

Parámetro	Diámetro (mm)	Fábrica						
		A	B	C	D	E	F	G
f_y (N/mm^2)	8	528	534		523	530	523	517
	16	514	521	531	540	528	531	513
	25	522	536	516	520	532	524	507
f_s (N/mm^2)	8	631	651		620	666	628	628
	16	614	634	654	650	652	644	634
	25	640	659	636	632	659	649	633
ε_y (%)	8	11,34	12,10		11,27	11,13	12,36	9,96
	16	11,84	13,25	11,22	11,93	10,69	10,42	10,58
	25	12,12	14,51	11,89	12,04	9,61	11,13	11,56
$\varepsilon_{máx}$ (%)	8	175/214	173/202		156/220	181/205	161/245	187/222
	16	172/203	173/207	190/209	107/166	180/205	195/218	179/231
	25	158/209	175/219	187/209	52/184	179/205	184/214	170/257
E_s (N/mm^2)	8	172/210	177/199	--	155/219	176/210	182/232	174/236
	16	173/202	173/204	184/211	77/224	173/202	174/243	173/219
	25	171/210	--	--	78/265	176/205	166/243	176/225
f_s / f_y	8	1,15/1,25	1,14/1,28		1,16/1,20	1,22/1,28	1,15/1,24	1,15/1,24
	16	1,16/1,24	1,19/1,27	1,18/1,,25	1,16/1,21	1,18/1,25	1,17/1,23	1,17/1,25
	25	1,18/1,27	1,20/1,28	1,20/1,25	1,19/1,24	1,19/1,25	1,19/1,26	1,18/1,27
$f_{y,real} / f_{y,nominal}$	8	1,13	1,17		1,11	1,14	1,15	1,17
	16	1,15	1,10	1,16	1,20	1,16	1,17	1,14
	25	1,15	1,14	1,16	1,13	1,15	1,16	1,17

también la curva que corresponde a las exigencias fijadas por la norma UNE 36065:2000 EX.

En la mencionada norma tan sólo se fijan los valores característicos del límite elástico, f_y, de la carga unitaria de rotura, f_s, y del alargamiento bajo carga máxima, $\varepsilon_{máx}$. Sin embargo no se indica nada en relación a la deformación correspondiente al escalón de cedencia, ε_{sh}, por ser un parámetro que depende, entre otras características, del acero. Por lo tanto, se adoptó como criterio asignar el valor correspondiente a los más altos encontrados en el estudio, que resultaron ser 2,40 y 2,90 para cada una de las calidades B400SD y B500SD estudiadas.

Como puede observarse, las curvas tensión-deformación características garantizadas por la Marca ARCER para los aceros con características especiales de ductilidad superan claramente las exigencias correspondientes a la norma. Esto es aún más evidente al analizar los valores de las áreas elástica, plástica y total que definen estas curvas (ver Figura 5) y que representan, respectivamente, las energías elástica, plástica y total desarrollada por el acero hasta la rotura.

En las Tablas 6 y 7 se recogen los valores correspondientes a las áreas elástica, plástica y total bajo la curva tensión-deformación. Los valores de estas tablas implican que la tenacidad a la fractura de los mismos es muy superior a la exigida por la normativa. Este incremento de tenacidad es del 60 % para los aceros B400SD y del 28 % para los aceros B500SD, lo que supone una reserva de seguridad adicional para estos productos y permite, en caso necesario, el empleo de estos valores más elevados en el proyecto de estructuras.

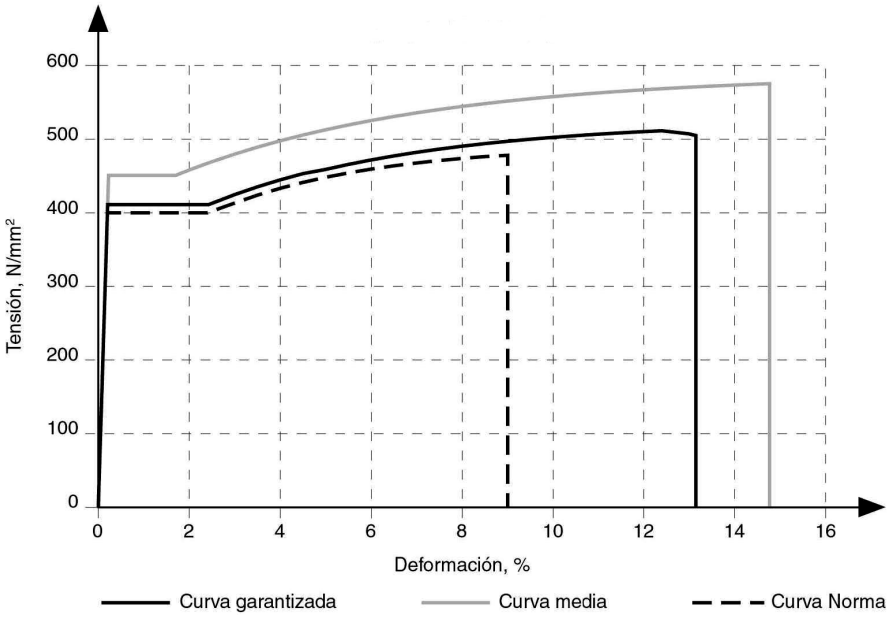


Figura 3. Calidad B400SD. Curva característica garantizada, media y de la Norma.

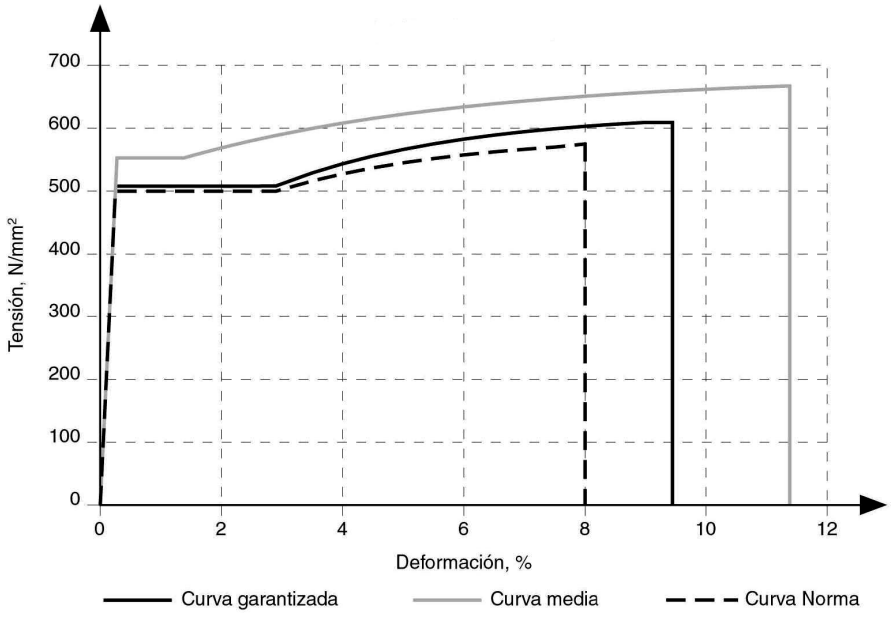


Figura 4. Calidad B500SD. Curva característica garantizada, media y de la Norma

Tabla 6: Calidad B400SD. Áreas bajo las curvas tensión-deformación (N/mm²).

	Área Elástica, AE	Área Plástica, AP	Área Total, AT
Curva Norma	0,40	38,68	39,08
Curva Garantizada	0,42	60,58	61,00
Curva Media	0,51	76,70	77,21

Tabla 7. Calidad B500SD. Áreas bajo las curvas tensión-deformación (N/mm²).

	Área Elástica, AE	Área Plástica, AP	Área Total, AT
Curva Norma	0,63	41,15	41,78
Curva Garantizada	0,65	51,25	51,90
Curva Media	0,76	76,45	77,22

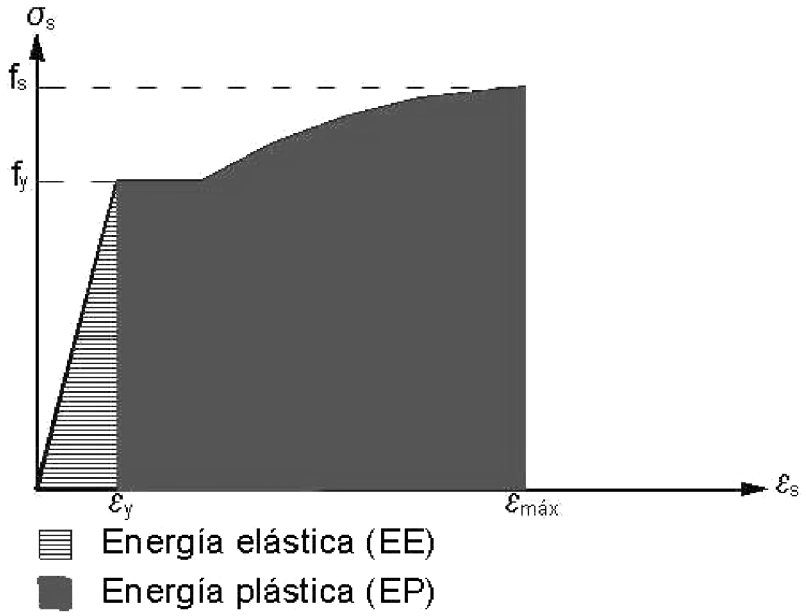


Figura 5: Energía elástica, plástica y total del acero.

6. CONCLUSIONES

El estudio que se ha realizado es representativo de toda la producción de aceros con características especiales de ductilidad que ostentan la Marca ARCER, al haber comprendido a todos los fabricantes, calidades y series representativas de los diámetros de barras corrugadas.

Además, las conclusiones alcanzadas están respaldadas por una metodología de análisis estadístico específicamente diseñada para el mismo, que ha permitido el tratamiento de un gran número de resultados procedentes de 38 poblaciones analizadas.

Las conclusiones más destacadas de este estudio son las siguientes:

- Todas las poblaciones analizadas (que engloban las calidades y diámetros de las fábricas objeto de estudio) han cumplido holgadamente con los requisitos de la Norma de referencia, UNE 36065:2000 EX, y, por tanto, con las prescripciones técnicas reglamentarias de la Instrucción EHE.

- Para cada calidad de acero (B400SD, B500SD), las curvas tensión-deformación características obtenidas para los tres diámetros (8, 16 y 25 mm) son bastante semejantes y superan todas ellas claramente a la que se corresponde con las exigencias de la Norma UNE.

- A la vista de las pequeñas diferencias existentes entre las curvas características de los tres diámetros, se han obtenido, tanto para la calidad B400SD como para la B500SD, las curvas tensión-deformación características con independencia del diámetro. Estas curvas, que tras la experimentación efectuada constituyen las curvas tensión-deformación características garantizadas por ARCER para los aceros con características de ductilidad, constituyen el resultado más importante de este estudio.

- La calidad del acero (B400SD, B500SD) ejerce una influencia importante en los parámetros estudiados, no sólo en los de carácter resistente (f_y, f_s), sino también en los de ductilidad ($\varepsilon_{máx}$, f_s/f_y). Los valores característicos de estos últimos son más altos en los aceros B400SD que en los B500SD. Sin embargo, la relación $f_{y,real}/f_{y,nominal}$ es prácticamente constante, con independencia de las calidades, los diámetros y las fábricas.

- Se han calculado los parámetros del diagrama tensión-deformación (f_y, f_s, $\varepsilon_{máx}$, f_s/f_y, $f_{y,real}/f_{y,nominal}$) para cada uno de los diámetros estudiados, habiéndose observado que la influencia del diámetro es muy reducida, por lo que puede afirmarse que los parámetros técnicos analizados son, a efectos prácticos, independientes del diámetro.

- Para una misma calidad y diámetro, las diferencias observadas entre las distintas fábricas han resultado significativas desde un punto de vista estadístico, mostrando mayor variabilidad en términos de dispersión (coeficiente de variación) que en valores medios. Sin embargo, el valor numérico de tales diferencias puede considerarse de poca importancia en la práctica.

- El análisis de los resultados obtenidos en los ensayos ha llevado a la conclusión de que es necesario instar al Organismo de normalización español a elaborar una Norma de ensayo para la medición experimental del módulo de elasticidad (actualmente, no existe ninguna Norma UNE al respecto) de modo que, en los casos en que se precise su determinación, se efectúe con un procedimiento que minimice la variabilidad de los resultados.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo quieren expresar su agradecimiento a las empresas, personal y equipo de ellas que han participado, colaborado y hecho posible la realización de este estudio.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] AENOR; UNE 7474-1:1992 ERRATUM: "Materiales metálicos. Ensayo de tracción. Parte 1: Método de ensayo a la temperatura ambiente". Madrid, 1992.

[2] AENOR; UNE 36065: 2000 EX: "Barras corrugadas de acero soldable con características especiales de ductilidad para armaduras de hormigón armado". Madrid, 2000.

[3] ARCER; Monografía 1: "Aceros con características especiales de ductilidad para hormigón armado". Madrid, 2002.

[4] ARCER; Monografía 4: "Diagramas característicos de tracción de los aceros con características especiales de ductilidad con Marca ARCER". Madrid, 2003.

[5] BOWKER A.H., LIEBERMAN G.J.; "Engineering Statistics" (2nd edition). Prentice-Hall Inc. Englewood N.J, 1972.

[6] MINISTERIO DE FOMENTO; "Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)". Madrid, 1999.

[7] ZÚNICA L.R., ROMERO R.:"Límites de tolerancia unilaterales en muestreo bietápico"; XXVI Congreso Nacional de Estadística e Investigación Operativa. Úbeda, 2001.

[8] ZÚNICA L.R., ROMERO R,."Límites de tolerancia bilaterales en muestreo bietápico"; XXVI Congreso Nacional de Estadística e Investigación Operativa. Úbeda, 2001.

[9] Zúnica L.R., Romero R.: "One-Sided Tolerance Limits for Unbalanced Random Effects Anova Models" (en fase de publicación).

ache

Uso económico de composites de polímeros avanzados con hormigón en estructuras (Proyecto I+D: BRITE COMPCON)

The economic use of advanced polymer composites with concrete in structures (COMPCON R&D BRITE project)

Fernando Hue García
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Construcciones Especiales y Dragados, S.A. (DRACE)

RESUMEN

Este artículo describe el Proyecto I+D COMPCON realizado con financiación europea. Durante 3,5 años se estudiaron las aplicaciones económicas en estructuras de composites con hormigón. Los composites ofrecen varias ventajas, poco peso y larga durabilidad pero debemos conocer mejor su aplicación para construir edificios y obras públicas. Se desarrolló una viga de gran luz (15 m) formada por una cabeza superior de hormigón (compresión) colocada dentro de un encofrado permanente de GFRP y debajo una sección hueca de composite CFRP+GFRP (cortante y tracción). Se estudió la viabilidad de esa solución estructural y de otras combinaciones hormigón+composites para una construcción eficiente, durable y económica. Se demostró que estas vigas pueden ser fabricadas de forma simple y efectiva utilizando composites "preimpregnados" en fábrica con resina fresca en láminas delgadas enrolladas. Sobre un molde de forma libre se aplican en capas sucesivas, curándolas después sobre él bajo presión de vacío y a temperatura moderada (65ºC), adecuada para condiciones de obra.

SUMMARY

This paper describes the R&D Project COMPCON carried on with european financial help. During 3.5 years the economic applications in structures of composites with concrete were studied. Composites offer various advantages, lightweight and long durability, but we need to better understand how it can be applied in building and civil engineering construction. A long span beam comprising a concrete top slab (compression) located within a GFRP permanent shutter and a hollow box shell beneath (shear and tensile) of CFRP+GFRP composite was developed. The viability of this structural solution and other concrete+composites combinations for efficient, durable and cost-effective construction were studied. It was shown that these beams could be simply and effectively manufactured using "prepreg" composites, fresh resin factory pre-impregnated, manufactured in rolled thin sheets. It is applied on a free form mould in consecutive layers and then curing it in place under vacuum and moderated temperature (65ºC), suitable for construction site conditions.

1. INTRODUCCIÓN

Existe desde hace tiempo un gran interés en el uso en la construcción de materiales compuestos o "composites". Pero, debido a su alto precio, su empleo sólo es económico si se utilizan estos materiales aprovechando al máximo sus cualidades, especialmente sus elevadas propiedades mecánicas, su baja densidad, su facilidad de construcción y montaje, la sencillez de su reparación y/o refuerzo en caso de accidente o de necesidad de incremento de resistencia por aumento de solicitaciones y su posibilidad de reciclado. Para muchas de las tipologías estructurales que utilizan grandes luces, este uso económico requiere el empleo conjunto de composites con otros materiales de construcción.

Este artículo trata de un innovativo uso en construcción de composites en combinación con hormigón. Es el resultado de un proyecto internacional de I+D denominado COMPCON, financiado por la Comunidad Europea dentro de su IV Programa Marco de Investigación y Desarrollo. Los composites, dada su naturaleza, sirven para resistir las tracciones y esfuerzos cortantes en las vigas y el hormigón se utiliza sin armadura para soportar las compresiones. Así se reduce el coste al utilizar cada material de acuerdo con sus características y prestaciones. Las vigas así formadas son mucho más ligeras que las de hormigón armado o pretensado con las mismas prestaciones estructurales, sobre todo si se manipulan e instalan sin el hormigón, que se coloca después al poder servir las propias vigas de encofrado no recuperable. Esta solución es apropiada para reducir el peso en estructuras de grandes luces.

El objetivo de este proyecto era la demostración de la aplicación práctica y económica de la utilización de composites de polímeros avanzados (APC) con hormigón en estructuras. Los composites utilizados son del tipo preimpregnado, suministrado en capas enrolladas, con la matriz de resina, que une las fibras de vidrio o carbono, sin polimerizar. Se aplican sobre moldes en capas sucesivas, lo que permite formas muy diversas y la utilización de las fibras en la posición, cantidad y orientación más apropiadas a los esfuerzos a resistir, economizando materiales. La compactación de las capas se efectúa mediante la presión atmosférica por vacío y la polimerización por calor a temperatura no elevada (65ºC), lo que facilita el empleo en obras sin necesidad de grandes o sofisticados medios. La unión de composites y hormigón se realiza fácilmente mediante adhesivos tipo epoxi, apropiados para hormigón fresco. Se realizaron ensayos a escala reducida y real para validar la solución.

Al ser un proyecto de investigación internacional financiado por la CE participaron en él universidades, centros de investigación, fabricantes y empresas constructoras de tres países europeos, Reino Unido, Países Bajos y España. Los participantes fueron: Advanced Composites Group (ACG), fabricante de materiales compuestos avanzados, la Universidad de Surrey (US) y Taylor Woodrow Construction, Ltd. (TWC), empresa constructora por el Reino Unido, TNO Bouw, centro de investigación y HBG Nederlands Pavement Consultant, empresa constructora por los Países Bajos y Construcciones Especiales y Dragados, S.A. (DRACE), empresa constructora del Grupo Dragados por España.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO COMPCON

Como se ha dicho en la introducción el objetivo de este proyecto era la demostración de la aplicación práctica y económica de la utilización de composites de polímeros avanzados (APC) con hormigón en estructuras. Se pretendía con esta investigación superar las dificultades existentes para transferir esta tecnología de la industria, en especial la aeronáutica y la del automóvil, a la construcción. Los medios empleados para ello fueron la redacción de especificaciones de los composites, el desarrollo de los APC y el ensayo de sus características, la investigación y el ensayo de la interfase hormigón-composite, el desarrollo de una metodología para el diseño y cálculo de estas estructuras compuestas o duplex, el desarrollo de una metodología de construcción, el ensayo estructural de vigas duplex a escala reducida y a escala real para confirmar las metodologías de diseño, cálculo y construcción, la evaluación teórica y la confirmación mediante ensayos de la resistencia al fuego de estas estructuras sin proteger y protegidas con la elección de los materiales adecuados, el aseguramiento de la calidad y la evaluación económica. Se denominaron estructuras duplex para diferenciarlas de las estructuras compuestas de hormigón y acero, llamadas habitualmente estructuras mixtas.

Las dos innovaciones principales de este proyecto han sido el desarrollo de un proceso de fabricación de estructuras duplex de materiales compuestos avanzados y hormigón en condiciones habituales de obras y con medios fácilmente obtenibles y un sistema fácil de interconexión entre hormigón y los materiales compuestos avanzados.

Las principales ventajas de estas estructuras duplex son: su peso reducido, que facilita el montaje en condiciones difíciles y reduce las cimentaciones, la libertad de formas, que permite diseños arquitectónicos muy variados y la gran resistencia de los materiales compuestos frente a los ambientes agresivos, que incrementa su durabilidad y su vida útil sin necesidad de reparación o mantenimiento.

El proyecto se dividió en varias Áreas Técnicas:

1) Especificación, desarrollo y ensayo del material composite-hormigón y de su interconexión

2) Metodología de diseño y cálculo

3) Ensayos de comportamiento estructural

4) Resistencia al fuego

5) Métodos de construcción

6) Estudio económico del sistema

7) Aseguramiento de la calidad

8) Gestión del Proyecto I+D

9) Transmisión de tecnología y expansión del producto

Este proyecto COMPCON empezó el 1 de Octubre de 1998 con una duración prevista de 39 meses para finalizar el 31 de Diciembre de 2001. Retrasos en la puesta a punto de sistemas de fabricación de APC de mayor espesor para reducir costes, obligaron a una prórroga de tres meses, finalizando el proyecto el 31 de Marzo de 2002.

En este artículo se describen principalmente los trabajos que fueron realizados por DRACE aunque también se hace mención a los que fueron ejecutados por los demás participantes. Este trabajo de DRACE consistió principalmente en el desarrollo de las metodologías de diseño y cálculo (formulación) y de construcción de estos elementos (procedimientos constructivos), en la construcción de una viga duplex a escala real, para verificar que la metodología de construcción

desarrollada era viable en la práctica real y en el ensayo de esta viga bajo carga, para comprobar que la metodología de diseño y cálculo era suficientemente aproximada a la realidad. Para el desarrollo de la metodología de diseño y cálculo se contó con la colaboración de Julio Martínez Calzón y de Jorge Aparicio García de la oficina de ingeniería MC-2.

3. ESTRUCTURAS DUPLEX DE COMPOSITES AVANZADOS DE HORMIGÓN

3.1. Materiales compuestos de polímeros avanzados (APC)

Los composites utilizados en este proyecto son del tipo preimpregnado, suministrado en capas enrolladas. La matriz de resina, que une las fibras de vidrio o carbono, está sin polimerizar en el material fresco suministrado. Se denominan avanzados porque se consigue una alta proporción de fibras dentro de la matriz de resina, 50-60% del volumen total. Mediante la compactación por vacío, aprovechando la presión atmosférica, se consigue un volumen de aire incluido muy reducido, obteniéndose un composite de alta calidad y elevadas prestaciones.

Estos composites preimpregnados pueden fabricarse con distintos tipos de resinas según la utilización del producto a fabricar. También pueden llevar distintos tipos de fibras y en diferentes formas, unidireccionales y bidireccionales en distintas proporciones.

La fabricación de estos materiales compuestos preimpregnados se hace en dos fases, en unas máquinas de algún modo similares a las rotativas empleadas en la impresión de libros y periódicos. En la primera máquina, sobre una banda de plástico o papel encerado, se deposita una capa de resina cuyo espesor se controla de forma muy precisa. Esta banda impregnada se enrolla sobre un rodillo. En una segunda máquina se desenrolla la banda impregnada y sobre ella se aplican las fibras, haciendo presión sobre otra banda que se coloca encima y pasando el conjunto entre unos rodillos. La segunda banda se suele mantener como protección, enrollando el conjunto sobre un rodillo. Las fibras, si son en forma de tejido o entrelazadas de algún modo, están enrolladas en un rodillo de la máquina. Si son unidireccionales, están enrolladas en bobinas colocadas en una estructura en línea con la máquina. Los rollos del composite fabricado se conservan en congelador a –20ºC, para evitar que la resina polimerice y pierda su vida de utilización.



Figura 1: Rollos de GFRP y CFRP en el interior de un camión congelador.

La resina utilizada en este proyecto es de tipo epoxi, formulada de forma que a temperatura ambiente de 20ºC, se pueda mantener la resina sin polimerizar y en condiciones de utilización del material fresco durante dos semanas. La formulación de esta resina epoxi permite una polimerización por calor a temperatura no elevada (65ºC), lo que facilita el empleo de estos materiales en obras sin necesidad de grandes o sofisticados medios.

El diseño de las vigas duplex se hace de tal forma que las fuerzas de compresión debidas a la flexión son resistidas por la cabeza superior de hormigón, las fuerzas de tracción por el ala inferior de composite y el esfuerzo cortante por las almas de composite. El composite más económico para cada uno de estos dos cometidos es el de fibra de carbono (CFRP) unidireccional para resistir los esfuerzos de tracción y el de fibra de vidrio (GFRP) con fibras en dos direcciones (50% en cada dirección) a ±45º para los esfuerzos cortantes.

Como los espesores resultantes en este tipo de estructuras son importantes, es conveniente utilizar preimpregnados del mayor espesor posible, para reducir el número de capas necesario para obtener el espesor requerido y así disminuir la mano de obra de fabricación. Durante el desarrollo del proyecto COMPCON, el socio fabricante del material composite ACG puso a punto un sistema de fabricación de estos APC de gran espesor, multiplicando por cuatro los espesores normales de fabricación al empezar el proyecto.

El composite de fibra de carbono utilizado tenía un espesor de 0,63 mm después de polimerizado, con un 55% en volumen de fibras y un módulo de elasticidad longitudinal de 110 GPa. El composite de fibra de vidrio utilizado tenía un espesor de 1,08 mm después de polimerizado, con un 50% en volumen de fibras y un módulo de elasticidad longitudinal de 12 GPa.

3.2. Ensayos sobre materiales compuestos de polímeros avanzados (APC)

Se preparó una especificación de las condiciones ambientales bajo las que una estructura duplex debería mantener sus propiedades y características, para seguir prestando su funcionalidad. De acuerdo con esta especificación se hicieron los correspondientes ensayos para determinar las propiedades mecánicas de los composites bajo estas condiciones.

Los ensayos se hicieron a varias temperaturas y con la influencia de ambiente seco, humedad, agua potable, agua con sal disuelta y rayos ultravioleta. Los ensayos se realizaron para conocer la tensión de rotura a tracción y a flexión, el módulo de elasticidad a tracción y a flexión, el coeficiente de Poisson, la resistencia rasante interlaminar, el comportamiento a fluencia y la dureza Rockwell.

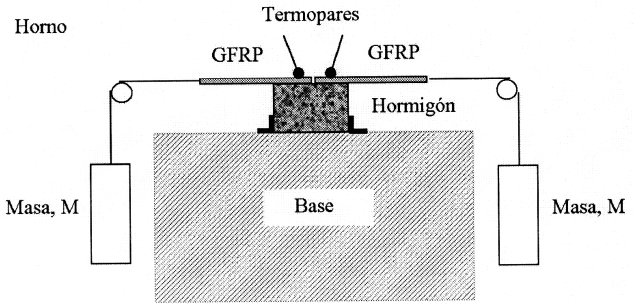


Figura 2: Disposición de probetas para ensayo de la interfase (cortesía de TNO-BOOW, PB).

Los ensayos de tensión de rotura y de módulo de elasticidad a flexión se realizaron de acuerdo con la Norma ASTM D790-1992, los de tensión de rotura y módulo de elasticidad a tracción, coeficiente de Poisson y comportamiento a fluencia de acuerdo con la Norma ASTM D3039M-1995, los de resistencia rasante interlaminar de acuerdo con la Norma ASTM D4255M-1983 (reaprobada en 1994) para composites con orientación de fibras 0/90º y de acuerdo con la Norma ASTM D3518M-1994 para composites con orientación de fibras +/-45º y finalmente los de dureza Rockwell de acuerdo con la Norma ASTM D785-1994.

También se hicieron ensayos de adherencia entre hormigón y composite, usando tanto hormigón fresco como hormigón endurecido, y varios tipos de resinas epoxi apropiadas para cada uno de ellos.

Estos ensayos sobre materiales compuestos de polímeros avanzados (APC) fueron realizados principalmente por la Universidad de Surrey, con la ayuda del fabricante ACG.

3.3. Diseño de estructuras duplex de composites avanzados y hormigón

De acuerdo con las características de los materiales compuestos a emplear CFRP y GFRP, obtenidas en los ensayos mecánicos descritos en el apartado anterior, se preparó una metodología de diseño y cálculo de estas estructuras duplex. La normativa seguida en esta metodología correspondía en su mayor parte a los Eurocódigos, dándose a los materiales compuestos un tratamiento similar al del acero. Esto se justifica por el marcado comportamiento elástico que tienen tanto el GFRP como el CFRP.

El sistema de cálculo tuvo una doble vertiente. Por un lado para el dimensionamiento se preparó una hoja de cálculo donde se controlaban todas las variables tales como geometría, características mecánicas de los materiales, densidades, pesos, tensiones, deformaciones, coeficientes de seguridad de cada uno de los mecanismos de rotura e incluso costes aproximados. En esta hoja de cálculo se utilizó la teoría de la resistencia de materiales y todas sus hipótesis fundamentales, para la obtención de los estados tensionales de cada una de las fibras de las secciones.

Por otro lado se comprobó posteriormente la bondad de los cálculos a través de un modelo de elementos finitos con el programa ANSYS.

Las hipótesis tomadas obligaban a considerar materiales isótropos, lo que se opone al carácter ortótropo característico de los FRP. No obstante, el CFRP tiene un trabajo unidireccional en el comportamiento a flexión de la viga, ya que está sometido a la tracción longitudinal producida por la flexión de la viga. Por ello utilizó un composite unidireccional con prácticamente todas las fibras (55% en volumen del composite) colocadas en la dirección principal de trabajo a tracción. Luego la simplificación realizada en la modelización no desvirtuaba su comportamiento físico. Bastó con obtener en el ensayo de caracterización del material sus características mecánicas en esa dirección de las fibras, coincidente con la de trabajo a tracción.

Mención aparte obliga el GFRC. Su trabajo multidireccional obligó a que sus fibras (50% en volumen del composite) se dispusieran a partes iguales en dos direcciones ortogonales colocadas a ±45º con respecto a la dirección longitudinal de la viga. La resina cierra los mecanismos triangulados resistentes

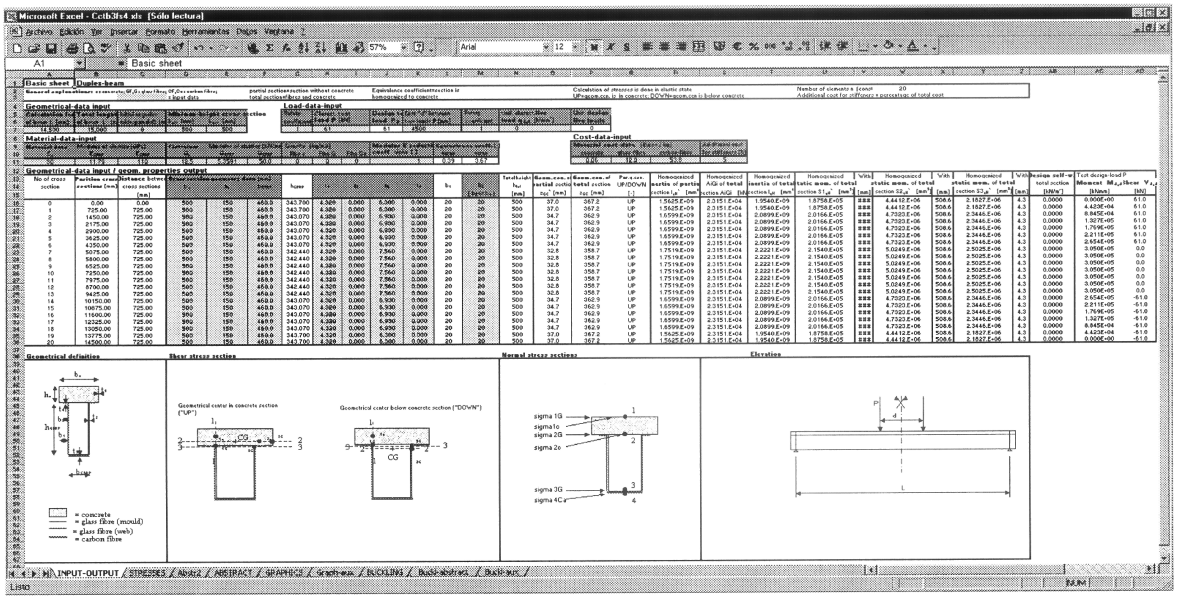


Figura 3: Hoja de cálculo de la viga de ensayo a escala real. Hoja de entrada de datos.

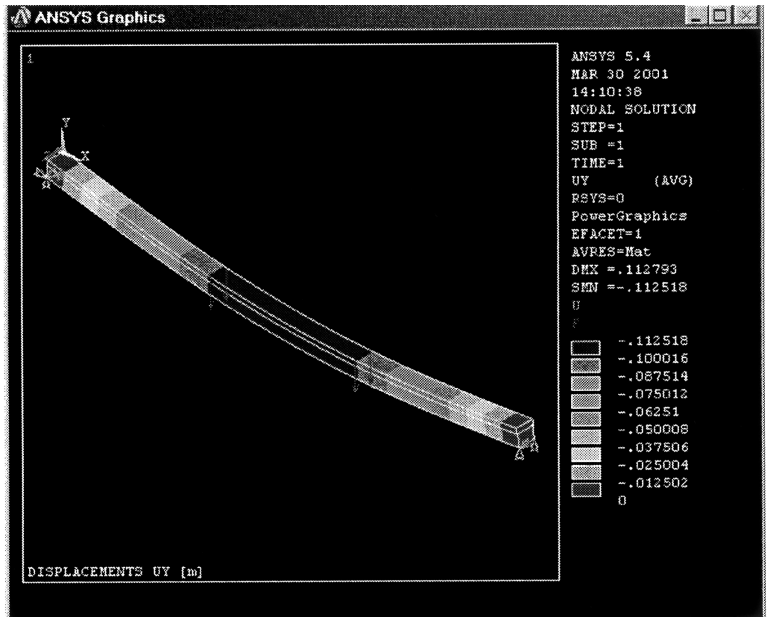


Figura 4: Cálculo mediante ANSYS. Desplazamientos de la viga de ensayo a escala real.

de bielas y tirantes que permiten un comportamiento cuasi-isótropo a la manera del hormigón armado. Es importante resaltar que las tensiones tangenciales en la interfaz hormigón-GFRP tienen un valor medio y un valor de punta, y que el coeficiente de seguridad que se deduce es un término medio entre ambos. Para minimizar el coste, se permitieron diseños estructurales de las vigas que consienten el trabajo a tracción del hormigón por debajo de su resistencia media.

La caracterización del fenómeno del pandeo local del alma, se consideró mediante la teoría elástica de placas de S.P. Timoshenko, cuya formulación para una placa simplemente apoyada viene descrita en la norma española de estructuras de acero EA-95, y se corresponde con el comportamiento elástico de las almas de GFRP.

Con esta metodología se diseñaron las vigas que se construyeron y ensayaron, tanto a escala reducida como a escala real, de acuerdo con la tipología elegida como más apropiada a los medios disponibles en el proyecto. Para garantizar la regularización tensional en las zonas a ensayar hasta rotura, se definieron esbelteces -relaciones entre la "distancia entre puntos de aplicación de cargas puntuales" y el canto- del orden de 5, que es un límite inferior de la pieza prismática a la que les son aplicables los resultados de la resistencia de materiales.

3.4. Construcción y ensayo de vigas duplex a escala reducida

Una vez desarrollada la metodología de diseño y cálculo de estas estructuras duplex, era necesario verificar mediante ensayos que las estructuras reales se comportan de acuerdo con el modelo de cálculo empleado.

Para ello lo más fácil y económico era utilizar estructuras sencillas, como son las vigas isostáticas simplemente apoya-

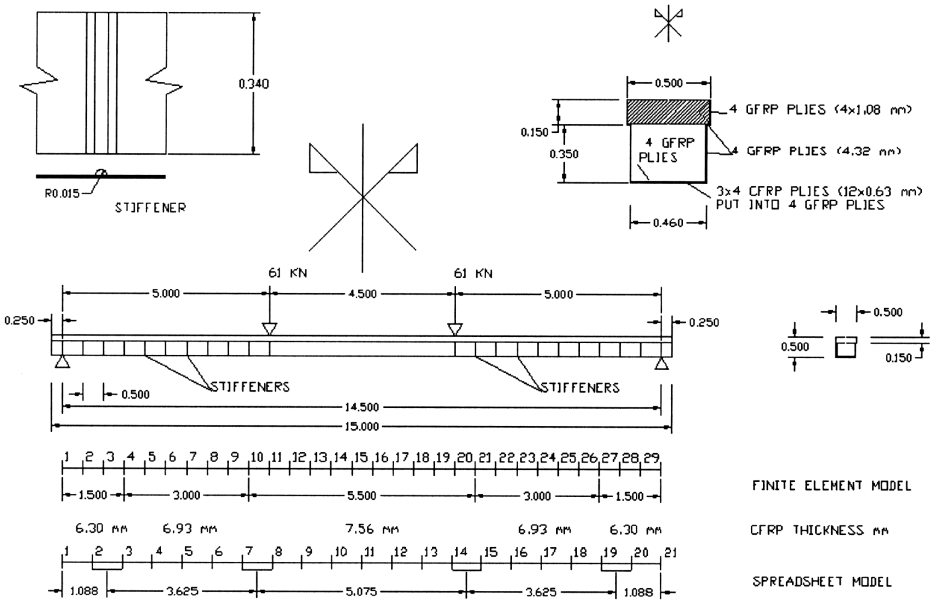


Figura 5: Esquema del diseño de la viga de ensayo a escala real.

das en sus dos extremos. También era más fácil y económico comenzar ensayando vigas a escala reducida y continuar después con vigas a escala real, donde además se podrían ensayar los procedimientos desarrollados para la metodología de construcción.

Debido a los medios disponibles para realizar los ensayos a escala reducida, se eligieron vigas de 1,50 m de longitud, la décima parte de las vigas de 15 m de longitud previstas para los ensayos de construcción y de carga a escala real.

El comportamiento del material composite diseñado y ensayado, especialmente el CFRP, era casi perfectamente elástico, por lo que era fácilmente predecible el comportamiento bajo carga de vigas isostáticas. Había dos fenómenos de fallo estructural que convenía verificar. Por un lado el comportamiento frente a pandeo local de las almas de GFRP y por otro lado la interfase entre composite y hormigón.

El GFRP, al tener fibras orientadas a ±45º, es un material casi isótropo, pero frente a esfuerzos cortantes se produce una distorsión en el ángulo entre las fibras, al estar unidas por la matriz de resina, de características mecánicas inferiores a las de la fibra. Por ello convenía investigar este comportamiento de abolladura de almas sometidas a esfuerzos cortantes.

Los ensayos realizados con hormigón fresco y adhesivo de resina epoxi mediante probetas sometidas a esfuerzos rasantes habían dado buenos resultados, rompiendo siempre el hormigón fuera del plano de unión. Convenía comprobar en vigas reales que el comportamiento al esfuerzo rasante producido por la flexión en secciones duplex era similar, resistiendo el plano de unión.

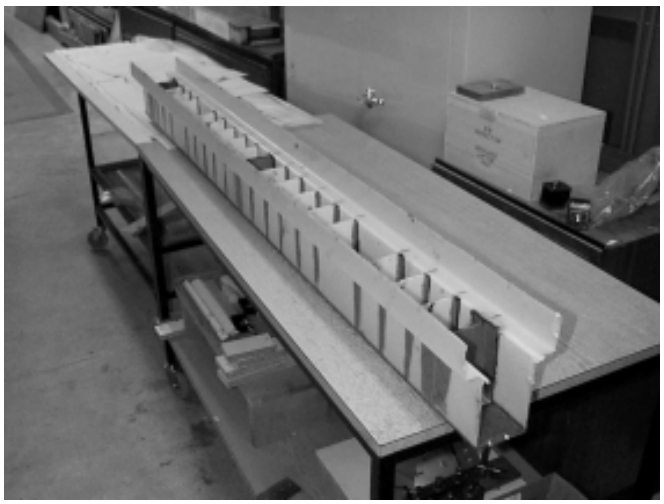


Figura 6: Vista general de una viga a escala reducida (cortesía de la Universidad de Surrey, RU).

Para comprobar estos dos enómenos de fallo mediante ensayos, se diseñaron dos vigas a escala reducida diferentes.

La sección tipo elegida, tanto para las vigas a escala reducida como para las vigas a escala real, consistía en un cajón con dos almas de GFRP, un ala inferior de CFRP entre las dos almas y una cabeza de hormigón, de mayor anchura que el ala inferior, limitada en sus laterales por GFRP que servía de

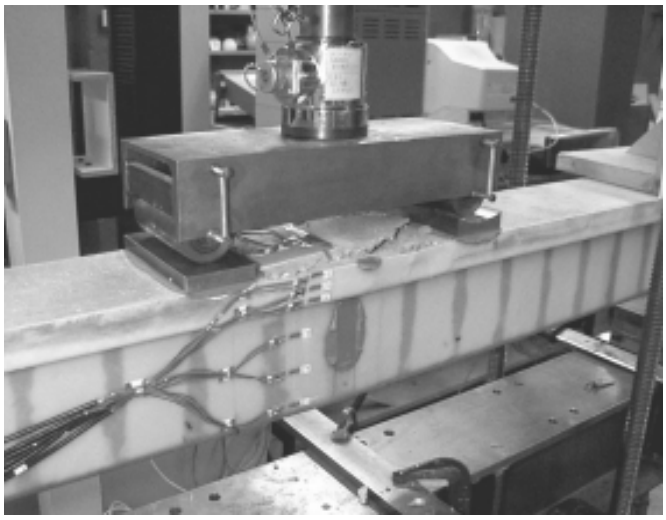


Figura 7: Disposición del ensayo de vigas a escala reducida (cortesía de la Universidad de Surrey, RU)

encofrado. El fondo de esta cabeza era un encofrado perdido sin características resistentes. En ambas vigas la cabeza de hormigón era de 140x30 mm, el canto total de 150 mm y la distancia entre almas de 80 mm.

Los ensayos se realizaron bajo dos cargas iguales colocadas a 150 mm del centro de la viga, para obtener 300 mm de zona de momento flector puro y dos zonas laterales de esfuerzo cortante constante. Se ensayaron dos vigas de cada tipo para tener confirmación de resultados.

En la viga destinada a investigar el pandeo local de las almas se suprimieron cuatro rigidizadores de alma, uno por cada extremo y alma, dejando paneles sin rigidizar con una longitud doble de la prevista en el cálculo, para que en estos paneles se produjera la abolladura. La viga destinada a comprobar la interfase entre hormigón y composite se diseñó de tal forma que la tensión rasante fuera elevada.

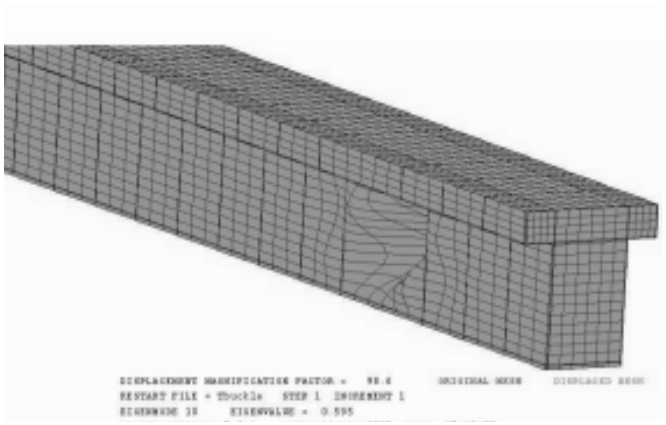


Figura 8: Cálculo del pandeo local del alma por elementos finitos (cortesía de la Universidad de Surrey, RU).

Además de estos ensayos de corta duración se hicieron ensayos de fatiga y de larga duración sobre vigas iguales a las diseñadas para comprobar la interfase, pues también era conveniente verificar el comportamiento de la unión composite-hormigón frente a cargas alternadas y cargas duraderas, además de la comprobación frente a cargas de corta duración.

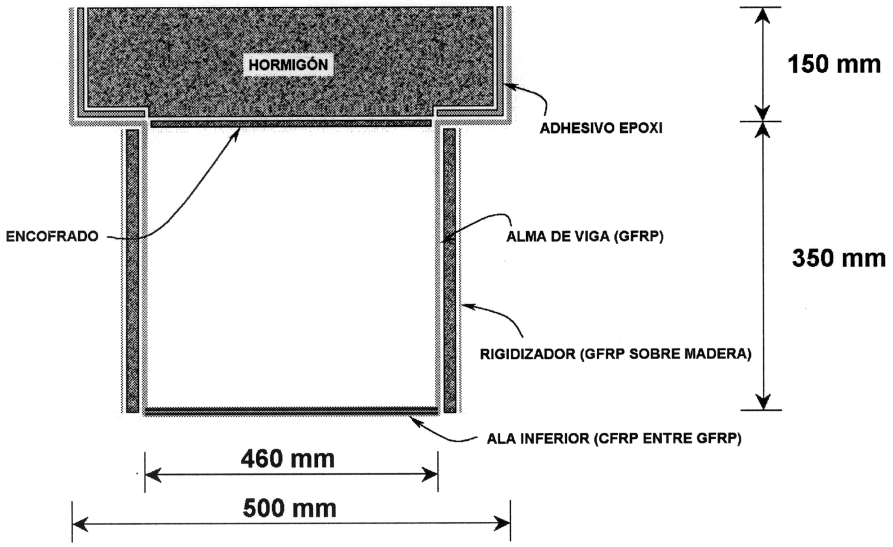


Figura 9. Esquema de la sección transversal de la viga duplex.

Todos estos ensayos así como la construcción de las vigas a escala reducida fueron realizados por la Universidad de Surrey con la ayuda del fabricante ACG.

4. CONSTRUCCIÓN DE VIGAS DUPLEX A ESCALA REAL

Utilizando la metodología de diseño y cálculo se diseñó una viga duplex a escala real de 15 m de longitud. La sección era del mismo tipo que la utilizada en las vigas a escala reducida, con una cabeza de hormigón de 500x150 mm, un canto total de 500 mm y una distancia entre almas de 460 mm.

Para desarrollar la metodología y los procedimientos de construcción se hizo una cursillo de utilización de preimpregnados en las instalaciones del fabricante ACG, durante el cual se construyó una viga de 4,5 m de longitud, de sección similar, calculada para ser ensayada bajo carga en la prueba de fuego a escala real. De acuerdo con las enseñanzas recibidas y la viga corta construida, DRACE elaboró una metodología de construcción, preparó unos procedimientos constructivos para cada una de las fases de la construcción y con ellos y la ayuda de ACG construyó la viga a escala real en la Factoría de Prefabricados de Sagunto.

La parte de composite de la viga se construyó de forma invertida sobre un molde metálico de chapa. El composite vino de fábrica en rollos dentro de bolsas de plástico y de envases refrigerados por hielo seco. Los rollos se tenían que mantener en congelador a -20ºC hasta horas antes de su uso. A esta temperatura la resina se mantiene sin polimerizar y por lo tanto el material conserva su vida útil de empleo durante meses. La descongelación tiene que hacerse con tiempo suficiente antes de su uso, para evitar la condensación sobre él de la humedad del aire ambiente, al sacar el rollo frío de la bolsa de plástico protectora.

El CFRP ya vino fabricado con la anchura necesaria de 0,46 m. Los rollos de GFRP tenían una anchura útil de 1,25 m y se tenían que cortar longitudinalmente en bandas, pues ni la anchura del rollo era suficiente para una capa sobre todo el molde, ni era fácil aplicar sobre todo el molde una banda única. El corte se debe hacer con cuchilla en anchuras tales que se desperdicie el mínimo material. Para ello se hizo un estudio de la distribución de las bandas a cortar sobre los rollos suministrados. El solape entre bandas era de 50 mm.



Figura 10: Corte longitudinal de un rollo de GFRP en dos bandas.

Primero se aplicó con paños sobre el molde una capa de un desencofrante especial, para evitar el pegado del composite y facilitar el desmoldeo. Las bandas se iban desenrollando y aplicando sobre el molde, en el orden establecido, quitando al mismo tiempo el plástico protector. Después se quitaba el plástico de base y se ajustaban las capas sobre el molde o capas anteriores con espátulas apropiadas de teflón.

Se colocaron cuatro capas de GFRP de 1,08 mm de espesor cubriendo todo el molde, mediante dos o tres bandas por capa, y doce capas de CFRP de 0,63 mm de espesor, en tres grupos de cuatro capas colocadas entre las de GFRP. Algunas de estas capas de CFRP no cubrían toda la longitud de la viga sino sólo una zona central de ella para adaptarse a la ley parabólica de momentos flectores de una viga isostática y reducir el material empleado y con ello el coste de la viga. Las capas de

GFRP en el ala inferior sirven para dar resistencia transversal a las de CFRP, que apenas la tienen al ser unidireccionales.



Figura 11: Detalle de la colocación de una banda de GFRP sobre el molde.

Sobre la última capa de las almas se colocaron unos listones de media caña de madera cada 0,50 m y sobre ellos una nueva capa de GFRP, para servir de rigidizadores frente a la abolladura del alma bajo esfuerzo cortante. Los listones eran de madera muy blanda y no se consideraron en el cálculo, sólo servían como moldes de la capa de GFRP.



Figura 12: Detalle de colocación de una banda de CFRP sobre el molde

Cada cierto número de capas colocadas había que compactarlas mediante presión contra el molde, para evitar burbujas de aire entre ellas. Esto se realizó por vacío. Sobre las capas se colocaba un plástico protector especial con pequeñas perforaciones, que se quitaba después de la compactación. Sobre él una manta que permitía por porosidad la salida del aire y se encerraba todo en una bolsa de plástico, que se sellaba contra el molde con una masilla.

Unas tomas de aire colocadas en la bolsa y conectadas a un sistema de vacío, permitían la extracción del aire y que la presión atmosférica exterior presionase la bolsa contra el molde, compactando las capas. Se hizo un vacío del 85-90% y se mantuvo durante 20-30 min. Después se quitaban estos elementos y el plástico protector, que permitía salir el aire por los orificios y que no se pegase la manta, y se continuaba con la aplicación de bandas.



Figura 13: Vista general del compactado al vacío de las capas.



Figura 14: Colocación del túnel de curado sobre molde y vigas.

Al final se colocó sobre el molde y viga un túnel de curado, hecho con una jaula de barras de armadura cubierta con lonas y aislada con porexpan. Se calentó el interior con estufas de infrarrojos a más de 65ºC durante 16 h, mientras se mantenía el vacío de la última compactación.

Después del enfriamiento al aire y con ayuda de aire comprimido inyectado por tomas en el molde, se despegó la viga de composite, se sacó del molde, se rigidizó mediante travesaños entre almas sujetos con gatos de carpintero y se volteó para que tuviera la debida posición.

Para finalizar la fabricación de la parte de la viga hecha de composite se colocaron en las dos secciones de apoyo unos tabiques rigidizadores interiores, fabricados con GFRP sobre



Figura 15: Vista general de la viga de composite sacada del molde.

moldes con el mismo sistema, y se pegaron por el interior con resina epoxi.

Por último se colocó un encofrado perdido de madera enrasado con el borde superior de las almas, apoyado en listones longitudinales con patas de apoyo, y se hormigonó la cabeza superior de compresión de la viga con H-40, pegando el hormigón fresco a los laterales y al escalón de GFRP con resina epoxi, aplicada inmediatamente antes de hormigonar, y hormigonando dentro del periodo de vida útil de esta resina. Utilizando el mismo diseño, metodología y procedimientos constructivos, TWC construyó después en sus instalaciones de Southall cerca de Londres otra viga igual.



Figura 16: Proceso de hormigonado de la cabeza superior de la viga.

5. ENSAYO DE VIGAS DUPLEX A ESCALA REAL

Estas vigas a escala real, además de servir para la comprobación de la metodología de construcción y de los procedimientos de ejecución, debían servir para la comprobación de la metodología de diseño y cálculo mediante su ensayo bajo carga. Como los ensayos de abolladura de alma, realizados en vigas a escala reducida habían dado resultados similares a los esperados según la metodología de diseño, se creyó conveniente seguir comprobando, en vigas reales y esta vez a escala real, que el comportamiento de la interfase hormigón-composite al esfuerzo rasante producido por la flexión en secciones duplex, era similar a los obtenidos anteriormente en probetas y vigas a escala reducida, y que el plano de unión era capaz de resistir. Por ello la viga a escala real, destinada a comprobar la interfase entre hormigón y composite, se diseñó de tal forma que la tensión rasante fuera elevada, reduciendo la zona de esta unión.



Figura 17: Vista general de la instalación de ensayo a escala real en Sagunto.

El ensayo se realizó sometiendo a la viga a dos cargas iguales de 45 kN colocadas a 2,25 m del centro de la viga, para obtener 4,50 m de zona de momento flector puro y dos zonas laterales de esfuerzo cortante constante. El comportamiento de la viga fue elástico lineal. Las flechas medidas en el centro de la luz de la viga fueron un 19% inferiores a las previstas, según los cálculos efectuados de acuerdo con la metodología de diseño. Las elongaciones obtenidas bajo la carga máxima aplicada fueron de 320 micro-deformaciones para la fibra superior de hormigón y de 1040 micro-deformaciones para la fibra inferior de CFRP, también inferiores a las previstas. El hormigón colocado alcanzó una resistencia cercana a los 60 MPa en lugar de los 40 MPa utilizados en el cálculo. Posiblemente también los módulos de elasticidad de los composites utilizados fueran algo más elevados de los previstos. Todo esto explicaría la reducción obtenida en las flechas y elongaciones, que hace suponer módulos de elasticidad más elevados, especialmente del hormigón. Si se supone un módulo de elasticidad para éste de 50 GPa en lugar de los 30 GPa considerados en el cálculo y de 125 GPa para el CFRP en lugar de los 110 GPa considerados, los resultados que se obtuvieron coincidirían prácticamente con los calculados utilizando esos módulos de elasticidad.

Como se quería someter la viga a un ensayo de carga de larga duración no se llevó a rotura, sino que los coeficientes de seguridad remanentes, tanto con respecto a la rotura a esfuerzo rasante del hormigón de la interfase, si la resina de unión era más resistente que el hormigón, como con relación al pandeo de las almas, era aproximadamente de dos.



Figura 18: Vista general del ensayo a escala real de larga duración en Sagunto.

Después esta viga se sometió durante seis meses a un ensayo bajo carga de larga duración. Para ello se construyó un paralelepípedo de hormigón del mismo peso que la carga total máxima aplicada por medio de los gatos en la prueba de carga anterior y se colocó encima de la viga, apoyado en ella centrado sobre dos listones dispuestos en las dos posiciones de aplicación de las dos cargas iguales.

En la prueba de carga realizada por TWC en sus instalaciones, en la segunda viga igual construida y ensayada después, se aumentó la carga hasta el colapso, que se produjo a una carga un poco mayor que el doble de la aplicada en DRACE. El colapso se produjo por pandeo de las almas de la viga, proceso que no es elástico al producirse grandes deformaciones.

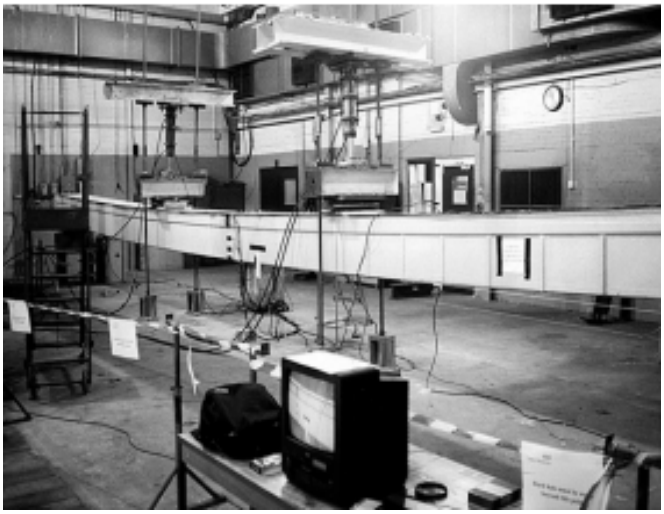


Figura 19: Vista general de la instalación de ensayo a escala real en Southall (cortesía de Taylor Woodrow Construction, Ltd., RU).

6. CONCLUSIONES

Se ha investigado sobre las posibilidades del uso en la construcción de estructuras de materiales compuestos avanzados con hormigón, utilizando cada uno según su posibilidades resistentes. Se han diseñado nuevos materiales compuestos avanzados para poder ser utilizados con medios no sofisticados propios de una obra de construcción. De acuerdo con las características de estos materiales se ha preparado una metodología de diseño y cálculo que se ha comprobado mediante ensayos en vigas a escala reducida en primer lugar y a escala real después, con resultados satisfactorios que confirman la metodología. También se ha utilizado la construcción de las vigas a escala real para comprobar los sistemas constructivos y verificar la viabilidad de su fabricación con medios fáciles de instalar en una obra.

7. BIBLIOGRAFÍA

ASTM D3039M-1995: Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials. *ASTM Standards, Vol. 15.03, pp 99-109, 1995.*

ASTM D3518M-1994: Standard test method for in-plane shear response of polymer matrix composite materials by tensile test of a +/-45º laminate. *ASTM Standards, Vol. 15.03, pp 139-145, 1994.*

ASTM D4255-1983 (reapproved 1994): Standard guide for testing in-plane shear properties of composite laminates. *ASTM Standards, Vol. 15.03, pp 195-204, 1994.*

ASTM D785-1989: Standard test method for Rockwell hardness of plastics and electrical insulating materials. *ASTM Standards, Vol. 08.01, 1989.*

ASTM D790-1992: Standard test methods for flexural properties of unreinforced and reinforced plastics and electrical insulating materials. *ASTM Standards, Vol. 08.01, 1992.*

Bakeri, P. A.: Analysis and design of polymer composite bridge decks. *MS thesis, department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 1989.*

Bodamer, D.: A Composite Sketch. *Civil Engineering – ASCE, Vol. 68, No. 1, pp 57-59, Enero 1998.*

Braestrup, M. W.: Footbridge constructed from glass-fibre-reinforced profiles, Denmark. *Structural Engineering International, Vol. 9, No 4, pp. 256-258, 1999.*

Burgoyne, C. J.: Advanced composites in civil engineering in Europe. *Structural Engineering International, Vol. 9, No 4, pp. 267-273, 1999.*

Canning, L.; Hollaway, L. C.; Thorne, A.: An investigation of the composite action of an FRP/concrete prismatic beam. *Construction and Building Materials, Vol 13, Elsevier, pp 417-426, 1999.*

Canning, L.; Hollaway, L. C.; Thorne, A.: Manufacture, testing and numerical analysis of an innovative polymer composite/concrete structural unit. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings, Vol 134, pp 231-241, Agosto 1999.*

Cobo, D.; Burgueño, R.; Seible, F.; Mari, A.: Utilización de materiales compuestos avanzados en el proyecto de un puente atirantado. *Hormigón y Acero, nº 216, 2º Trimestre, 2000.*

Deskovic, N.; Meier, U.; Triantafillou, T. C.: Innovative design of FRP combined with concrete. *Proc. Advanced Composites in Bridges and Structures, pp 491-498, 1992.*

Deskovic, N.; Meier, U.; Triantafillou, T. C.: Innovative design of FRP combined with concrete: Short term behaviour. *Journal of Structural Engineering, pp 1069-1078, Julio 1995.*

Deskovic, N.; Meier, U.; Triantafillou, T. C.: Innovative design of FRP combined with concrete: Long term behaviour. *Journal of Structural Engineering, pp 1079-1089, Julio 1995.*

Foster, D. C.; Richards, D.; Bogner, B. R.: Design and installation of fiber-reinforced polymer composite bridge. *Journal of Composites for Construction, Vol. 4, Part 1, pp 33-37, 2000.*

Garden, H. N.; Hollaway, L. C.: An experimental study of the strengthening of reinforced concrete beams using prestressed carbon composite plates. *Proceedings, 7th International Conference on Structural Faults and Repair, University of Edinburgh, July 8-10th '97, Vol. 2, pp 191-199, Julio 1997*

Head, P. R.: Design methods and bridge forms for the cost effective use of advanced composites in bridges. *Proceedings, 1st International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Canada, pp 15-30, 1992.*

Hollaway, L. C.: Polymers and polymer composites in construction. *Thomas Telford, London, England, 1990.*

Hollaway, L. C.: Polymer composites for civil and structural engineers. Chapman and Hall, Cambridge, *England, 1993.*

Holmes, M.; Just, D. J.: GRP in structural engineering. A*pplied Science Publishers Ltd. Essex, England, 1983.*

Hulatt, J., Hollaway, L. C. and Thorne, A.: Characteristics of composite concrete beams. *Bridge Management 4 – Inspection, maintenance, assessment and repair, Thomas Telford, London, pp. 483-491, 2000.*

Hull, D.: An introduction to composite materials. *Cambridge University Press, Cambridge, England, 1981.*

Jones, R. M.: Mechanics of composite materials. *McGraw Hill Book Co., New York, N.Y., 1975.*

Karbhari, V. M.; Seible, F.; Burgueño, R.; Davol, A.; Wernli, M.; Zhao, L.: Structural characterization of fiber-reinforced composite short- and medium-span bridge systems. *Applied composite materials, Kluwer Academic Publishers, Netherlands, Vol. 7, pp. 151-182, 2000.*

Keller, T.: Advanced materials: an introduction. *Structural Engineering International, Vol. 9, No 4, pp. 250, 1999.*

Keller, T.: Towards structural forms for composite fibre materials. *Structural Engineering International, Vol. 9, No 4, pp. 297-300, 1999.*

Meier, U.: Advanced composite materials with application to bridges. *Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Canada, pp 274-282, 1991.*

Norris, T.; Saadatmanesh, H.; Ehsani, M. R.: Shear and flexural strengthening of R/C beams with carbon fiber sheets. *Journal of Structural Engineering, pp 903-911, Julio 1997.*

Phillips, I. N.: Design with advanced composite materials. *Springer Verlag, London, England, 1989.*

Ray Publishing: Composites for infrastructure, a guide for civil engineers. *Ray Publishing, 1998.*

Reinforced Plastics: Composites make hospital quake safe. *Reinforced Plastics, p 11, Octubre 2000.*

Sims, G. D.; Johnson, A. F.; Hill, R. D.: Mechanical and structural properties of a GRP pultruded section. *Composite Structures, Vol. 8, pp 173-187, 1987.*

Stacey, M.; Voysey, P.; Potts, A.; Corden, T.; Garden, H. N.: Towards development of a prototype modular railway canopy using advanced composites. *Proceedings, Conference on Composites and Plastics in Construction, BRE, Nov. 16-18th '99, Paper 28, Noviembre 1999.*

Starr, T. F.: Structural applications for pultruded profiles. *Proceedings, 2nd International Conference on Composite Structures, pp 193-213, 1983.*

Triantafillou, T. C.; Plevris, N.: Strengthening of RC beams with epoxy bonded fibre-composite materials. *Materials and Structures, Vol. 25, pp 201-211, 1992.*

ache

Comportamiento mecánico de estructuras de fábrica de ladrillo

Mechanical behaviour of the structural brickwork masonry

J. C. Gálvez Ruiz
♦
E. Reyes Pozo
♦
M. J. Casati Calzada

Universidad de Castilla-La Mancha. E.T.S. Ingenieros de Caminos
Avda. Camilo José Cela, s/n - 13071 Ciudad Real

RESUMEN

Este artículo presenta los resultados de la investigación en curso sobre el comportamiento en rotura de la fábrica de ladrillo bajo solicitaciones normales y tangenciales. La investigación está encaminada a proporcionar resultados experimentales y modelos de cálculo que permitan conocer mejor los procesos de agrietamiento de la fábrica de ladrillo, así como predecir su rotura bajo tensiones normales de tracción y tangenciales. Se presentan los resultados de una campaña experimental desarrollada con dos tipos de probeta: 1) la probeta con doble entalla solicitada a compresión asimétrica, y 2) la probeta de flexión con entalla solicitada con carga asimétrica aplicada en tres puntos. Se han ensayado probetas de dos tamaños semejantes (razón de semejanza 2) y varias orientaciones de los tendeles, con el fin de ver cómo afecta la orientación de los tendeles en la propagación de las grietas. Además se presenta un modelo de cálculo para predecir y simular la rotura de la fábrica de ladrillo bajo tracción y cortante. Los resultados del modelo se contrastan con los resultados experimentales presentados, obteniéndose un buen ajuste. El modelo emplea parámetros medibles experimentalmente y con pleno sentido físico, lo que resulta una ventaja de cara al uso del modelo en la práctica ingenieril.

ABSTRACT

This paper shows the results of the ongoing research project dealt with the failure of the brickwork masonry under tensile/shear loading. The aim of the investigation is to supply experimental results and numerical models to improve the knowledge of the brickwork masonry failure and to simulate the fracture behaviour under tensile and tangential stresses. Two kinds of specimens were tested: 1) The double edge notched specimen under non-symmetric loading, and 2) The three point bending specimen under non-symmetric loading. Two similar sizes of specimen and several orientations of the bed joints were tested to study the influence of the angle between the bed joint and the cracks in the failure of the masonry. A numerical model for the fracture of the masonry is proposed. The numerical results of the model are compared with the experimental results and a good agreement is reached. The model involves parameters easy to measure, this aspect may help to the practitioners in the practical use of the model.

1. DATOS INICIALES

1.1. Proyectos de Investigación

Título:	Propiedades de los Materiales y Comportamiento de las Estructuras de Fábrica de Edificios y Construcciones Históricas.
Referencia:	1FD97-1641.
Financiación:	Comunidad Económica Europea.
	Dirección General de Enseñanza Superior e Investigación Científica (Ministerio de Educación y Cultura).
Programa:	Proyectos de I+D del Programa FEDER.

Colaboran:	NECSO y Controls S.A.
Periodo:	Enero 2000 – Diciembre 2001.
Título:	On site Investigation Techniques for the Structural Evaluation of Historic Masonry Buildings.
Referencia:	EVK4-2001-00091.
Financiación:	Comunidad Económica Europea (V Programa Marco).
Programa:	Energy, Environment and Sustainable Development (EESD).
Colaboran:	16 organismos de 6 paises.
Periodo:	Noviembre 2001 – Diciembre 2004.
Título:	Estudio de la Capacidad Portante de Muros de Fábrica de Construcciones Históricas.
Referencia:	PBI-02-006
Financiación:	Junta de Comunidades de Castilla La Mancha.
Programa:	Plan Regional de Investigación Científica y Desarrollo Tecnológico.
Periodo:	Enero 2002 – Diciembre 2004.

1.2. Motivación y Objetivos del Proyecto

España es un país con una larga tradición y experiencia en el empleo de la fábrica de ladrillo en la construcción, y muy especialmente en la edificación. Esta tradición es compartida por otros países de nuestro entorno como Portugal o el Reino Unido. De entrada puede sorprender que un artículo sobre el comportamiento mecánico de la fábrica de ladrillo se encuadre en un número especial de la revista Hormigón y Acero sobre la investigación del hormigón en España, sin embargo hay razones que, a nuestro entender, lo justifican. Actualmente, uno de los usos más habituales de la fábrica de ladrillo es la construcción de elementos de cierre y divisorios en edificios de estructura de hormigón y, como es bien conocido, son frecuentes los problemas de fisuración de tabiques por flechas excesivas de los forjados o asientos diferenciales de la estructura. Un mejor conocimiento de los mecanismos de fisuración de la fábrica de ladrillo puede ayudar a proponer medidas que mejoren la calidad de la edificación realizada con estructuras de hormigón. Además, en países como Estados Unidos, los códigos y normativa sobre estructuras de fábrica de ladrillo son desarrollados por las asociaciones científicas y técnicas del hormigón, es el caso por ejemplo del ACI [1-2], lo que tiene indudables ventajas al facilitar el desarrollo de normativa que contempla el uso conjunto de elementos estructurales de hormigón y fábrica.

Desde nuestra incorporación a la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Ciudad Real para crear un Grupo de Materiales y Estructuras, hemos buscado, dentro de nuestro campo de investigación, líneas de trabajo que propiciasen el desarrollo de la industria de Castilla la Mancha, y muy especialmente de la construcción y las industrias relacionadas con ella. En el ámbito de la fábrica de ladrillo hemos encontrado un campo de colaboración y mutuo beneficio que ha propiciado la investigación que presentamos en este trabajo. La industria cerámica de la región, que es muy importante y dedica una buena parte de su producción al consumo externo, ha manifestado gran interés en realizar estudios encaminados a profundizar en el conocimiento del comportamiento mecánico de la fábrica.

Además, la recuperación de edificios históricos, en los que la fábrica tiene responsabilidad estructural (muros de carga, arcos, pilares, etc.), es un campo con intensa actividad en Castilla La Mancha, que es una región con un importante patrimonio inmueble cultural. En este campo es casi una necesidad poder conocer los mecanismos de fallo de la fábrica y ser capaces de evaluar su capacidad resistente. Estos son algunos de los aspectos que motivan nuestro interés por mejorar el conocimiento sobre el comportamiento mecánico de la fábrica de ladrillo.

Para estudiar el comportamiento mecánico de la fábrica de ladrillo, y especialmente su rotura, es importante tener presente que se trata de un material compuesto, cuyas propiedades mecánicas y resistentes dependen de las de sus materiales constituyentes. Además, la disposición geométrica en hiladas del ladrillo y el mortero, así como de la intercara entre ambos, provoca que estas características dependan en gran medida de la dirección que se someta a estudio, ya que las juntas actúan como claros planos de debilidad. Adquiere mucha importancia, por tanto, la orientación de la fábrica frente a la dirección de las cargas que la solicitan, así como frente a la dirección de crecimiento de las grietas.

Hasta ahora el estudio de los mecanismos de fallo de la fábrica de ladrillo se ha centrado fundamentalmente en las solicitaciones de compresión y compresión/cortante [3-6], habiéndose estudiado poco el fallo bajo solicitaciones de tracción y cortante [7-8], lo que se conoce como fractura en modo mixto (modos I y II). La rotura de la fábrica por combinación de tensiones de tracción y tangenciales es de gran importancia en países como el nuestro, en el que, como ya se ha indicado, existe una abundante patología de fisuración de muros de fábrica de ladrillo debida a asientos diferenciales, deformación diferida de forjados, etc. Es característico de este tipo de fallos la presencia de grietas discretas (una o varias grietas separadas) y no daño continuo (microgrietas muy juntas).

Actualmente no se dispone de suficientes datos experimentales para verificar y validar los modelos de cálculo que se desarrollen para estudiar y predecir la fractura en modo mixto de la fábrica de ladrillo. Este trabajo presenta los resultados de una campaña experimental encaminada a proporcionar resultados de la propagación de grietas en probetas de fábrica de ladrillo con varias inclinaciones de las hiladas respecto a la grieta. Con este fin se han empleado dos tipos de probeta: 1) la *probeta compacta con doble entalla* (PCDE) solicitada a compresión asimétrica, y 2) la probeta de flexión con entalla solicitada con carga asimétrica aplicada en tres puntos. Ambos tipos de ensayo habían sido previamente empleados con éxito por los autores en el estudio de la fractura en modo mixto del hormigón y los morteros [9-11]. Se ensayaron probetas PCDE con tres orientaciones de las hiladas (0, 90 y 45 grados) respecto al plano de aplicación de la carga. En cuanto a las probetas de flexión, se ensayaron probetas de dos tamaños semejantes y varias

orientaciones de los tendeles (0, ± 30, ± 45, ± 60 y 90 grados). Estudiar distintas orientaciones de los tendeles tiene como objetivo contemplar la posibilidad de que las grietas se propaguen formando ángulos diversos con relación a los tendeles, lo que en la práctica ocurre cuando la grietas crecen a partir de la esquina de una ventana o puerta, en las que generalmente arrancan a 45 grados respecto a la dirección de los tendeles, frente a lo que ocurre en el centro de un paño cuando, por flexión excesiva, se genera una grieta vertical, formado 90 grados respecto a la dirección de los tendeles.

Los ensayos se han realizado con probetas a escala $^1/_4$ de la fábrica de ladrillo real. Además se presentan los resultados de caracterización de la fábrica: propiedades mecánicas de la fábrica como material compuesto, de sus materiales constituyentes y de la intercara ladrillo-mortero.

De cara a conseguir un mejor conocimiento de la rotura en modo mixto de la fábrica de ladrillo se ha desarrollado un modelo para simular su rotura. La simulación numérica del proceso de rotura añade información complementaria a los ensayos de laboratorio, como es un mejor conocimiento de las tensiones normales y tangenciales que se desarrollan en la zona en proceso de rotura y la posibilidad de estudiar la influencia de las distintas variables que gobiernan el proceso de rotura. Para realizar esta simulación se ha constatado que los modelos desarrollados hasta ahora se han centrado fundamentalmente en la simulación de los procesos de rotura de la fábrica bajo cargas predominantes de compresión y cortante, no disponiéndose de un modelo satisfactorio para la rotura de la fábrica bajo cargas predominantes de tracción y cortante.

Se ha planteado como segundo objetivo de este trabajo proporcionar un modelo que cubra esta laguna. Por tratarse de fisuras discretas se ha optado por un modelo de fisura cohesiva discreta [12]. El modelo desarrollado por Hillerborg [13] se ha empleado con éxito en la rotura bajo tracción pura (fractura en modo I) de materiales cuasifrágiles como el hormigón. Ha sido extendido a la fractura en modo mixto por otros autores, pero los modelos propuestos exigen emplear un elevado número de parámetros, algunos de ellos con dudoso sentido físico y muy difíciles de medir.

En anteriores trabajos [14-15] los autores han extendido el modelo de la fisura cohesiva, desarrollado por Hillerborg [13] para la rotura bajo tracción pura (fractura en modo I), a la rotura bajo solicitaciones combinadas de tracción y cortante (fractura en modo mixto I/II) de materiales homogéneos e isótropos. El modelo desarrollado [14-15] emplea parámetros con pleno significado físico y medibles mediante ensayos normalizados. En este trabajo se extiende el modelo de fractura en modo mixto, desarrollado para materiales isótropos, a la fábrica de ladrillo (comportamiento ortótropo) bajo solicitaciones de tensión o deformación plana. El modelo propuesto contempla la variación de la energía de fractura, resistencia a tracción y módulo de elasticidad con la dirección del material (orientación de los tendeles). El procedimiento de cálculo presentado emplea la formulación de la plasticidad clásica y ha sido incorporado, mediante subrutinas de usuario, a un programa comercial de elementos finitos. El modelo se ha contrastado con los resultados experimentales proporcionados en la primera parte de este trabajo. Los datos empleados en los cálculos han sido medidos experimentalmente.

2. METODOLOGÍA EMPLEADA. TRABAJO DESARROLLADO

2.1. Campaña experimental

El objeto de la campaña experimental fue conseguir resultados experimentales de rotura bajo solicitaciones combinadas de tracción y cortante de probetas de fábrica de ladrillo. Para ello se diseñó un programa de ensayos sobre probetas de fábrica de ladrillo a escala reducida con objeto de poder emplear una máquina universal de ensayos hidráulica servo controlada. La confección de probetas de fábrica de ladrillo a escala $^1/_1$, para ser ensayadas a flexión con un tamaño adecuado a las dimensiones del ladrillo, exige tamaños de probeta demasiado grandes para ser ensayados con una máquina de estas características, por lo que se adoptó la decisión de confeccionar probetas a escala $^1/_4$. El empleo de una máquina de estas características aporta indudables ventajas, entre las que cabe destacar la velocidad de respuesta de la máquina, disponer de unas condiciones de apoyo muy claras y usar una instrumentación de alta precisión.

Se han realizado dos tipos de ensayos. En el primero se ensayaron *Probetas Compactas con Doble Entalla* (PCDE) solicitadas a compresión asimétrica, y en el segundo *Probetas de Flexión* con Entalla solicitadas con carga asimétrica aplicada *en Tres Puntos* (PFTP).

2.2. Descripción de las probetas

Con el fin de obtener probetas de los dos tipos se confeccionaron paneles de fábrica de ladrillo a escala $^1/_4$, con tres orientaciones de los tendeles: 0, 90 y 45 grados. Los ladrillos a escala se obtuvieron a partir de ladrillos macizos comerciales cortados con sierra circular por vía húmeda, lo que permitió obtener piezas de ladrillo 48 mm de soga (longitud), 26.5 mm de tizón (espesor) y 10 mm de alto (canto), que simulan un ladrillo de acuerdo con el factor de escala $^1/_4$. Los ladrillos cortados fueron sumergidos en agua a 20ºC 24 horas antes de la fabricación de las probetas. La granulometría y tamaño de los áridos empleados en el mortero reproducen a escala $^1/_4$ el mortero empleado para fabricar este tipo de muros en la realidad. El tamaño máximo del árido empleado fue 1 mm. El mortero contenía humo de sílice (13% del peso de cemento) y superfluidificante (3% del peso de cemento y humo de sílice). Las probetas se fabricaron en moldes prismáticos de acero, con las caras interiores rectificadas. Se fabricaron prismas de dimensiones 150 x 675 x 26.2 mm con las tres orientaciones de la fábrica: 0, 90 y 45 grados. Los detalles del proceso de confección de las probetas puede consultarse en las ref. [16, 17]. La Figura 1 muestra una foto del proceso de fabricación de los paneles de fábrica de ladrillo a escala.

Los prismas de fábrica se ensayaron de acuerdo con la Recomendación RILEM 50-FMC [18] para la medida de la energía de fractura, G_F. Además este ensayo permitió la medida indirecta de la resistencia a tracción de la fábrica, f_t, y de su módulo de elasticidad, E. La Figura 2 muestra una probeta con la fábrica a 45 grados durante este ensayo. La Tabla 1 recoge las propiedades mecánicas de la fábrica. Además se ha medido la energía de fractura y la resistencia a tracción del ladrillo

y el mortero, y la energía de fractura de la intercara ladrillo-mortero, la Tabla 2 recoge estos resultados.

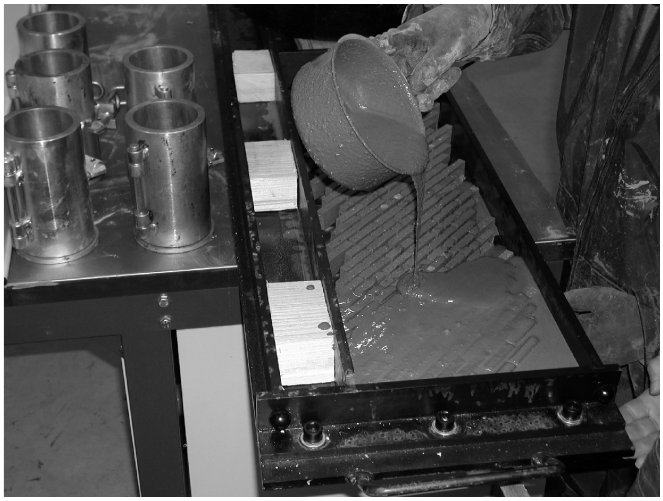


Figura 1. Confección de los paneles de fábrica de ladrillo a escala 1/4.

Tabla 1. Propiedades mecánicas de la fábrica.

Orientación	G_F (N/m)	f_t (MPa)	E (GPa)
Horizontal	75	5,8	38
45 º	54	4,1	28
Vertical	33	2.4	18

G_F: energía de fractura
f_t: resistencia a tracción
E: módulo de elasticidad

Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales que constituyen la fábrica.

Elemento	G_F (N/m)	f_t (MPa)
Ladrillo	107	7,6
Mortero	86	7,6
Intercara	10	–

G_F: energía de fractura
f_t: resistencia a tracción

A partir de las dos mitades resultantes del ensayo de medida de la energía de fractura se obtuvieron las probetas compactas con doble entalla. El procedimiento consistió en cortar las probetas con una sierra circular de diamante a baja velocidad por vía húmeda. La geometría de la probeta PCDE, que se muestra en la Figura 3 con las dimensiones ensayadas en fábrica en este trabajo, pretende reproducir un ensayo de rotura bajo tensión tangencial pura en una geometría de dimensiones finitas. Se ha comprobado experimentalmente que este ensayo se adecua bien a la fractura en modo mixto de materiales cohesivos [14, 19] y tiene como ventaja añadida el empleo de probetas de dimensiones reducidas, lo que en nuestro caso es de gran interés dado el alto coste que lleva la fabricación de probetas de fábrica a escala. En estas probetas se practicaron dos entallas, de 3.8 mm de espesor, y longitud 1/4 de la altura. Para este tipo de ensayo se prepararon probetas con tres inclinaciones de las hiladas de ladrillo: 0, 90, y 45 grados.

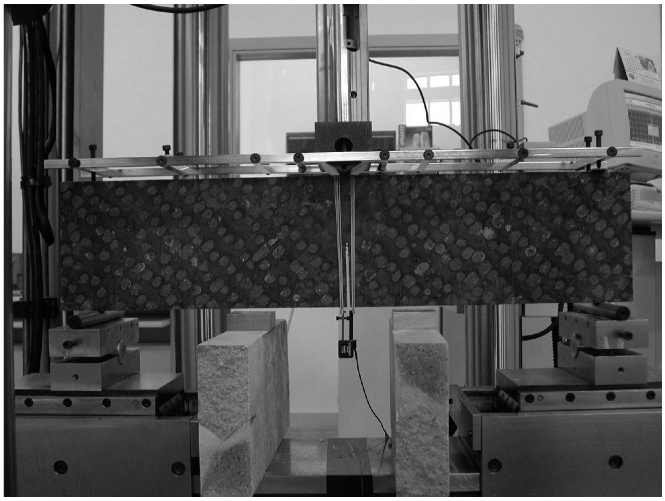


Figura 2. Ensayo para la medida de la energía de fractura en una probeta con las hiladas a 45º.

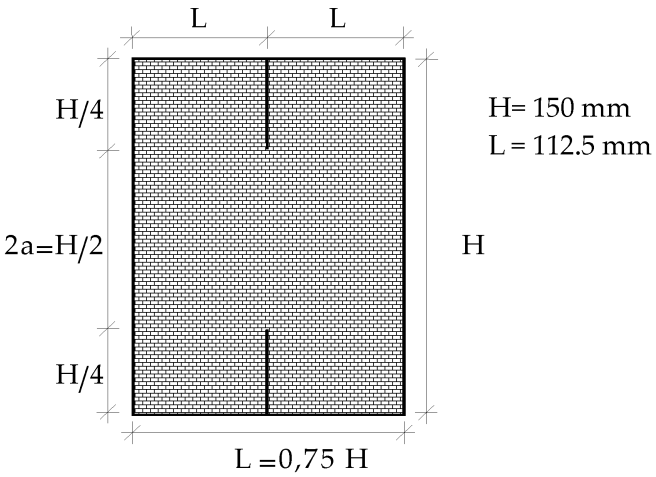


Figura 3. Forma y dimensiones de las probetas PCDE.

Para realizar el ensayo de flexión en tres puntos con la entalla asimétrica se emplearon probetas PFTP con una relación canto/luz de $^1/_4$. Las probetas reproducían a escala $^1/_4$ un muro de fábrica de ladrillo a soga de medio pie de espesor. Se confeccionaron prismas de dos tamaños semejantes, con razón de semejanza 2. La Figura 4 muestra la forma de los prismas ensayados y la Tabla 3 sus dimensiones. En cuanto a la orientación de las hiladas, se prepararon probetas con los tendeles a 0, 45, 90 y -45 grados. Para cada tamaño y orientación se ensayaron tres probetas. Todas las probetas fueron entalladas por su centro hasta la mitad de la altura utilizando una sierra circular a baja velocidad por vía húmeda. La entalla resultante tenía un espesor de 3.8 mm, con la punta en forma rectan-

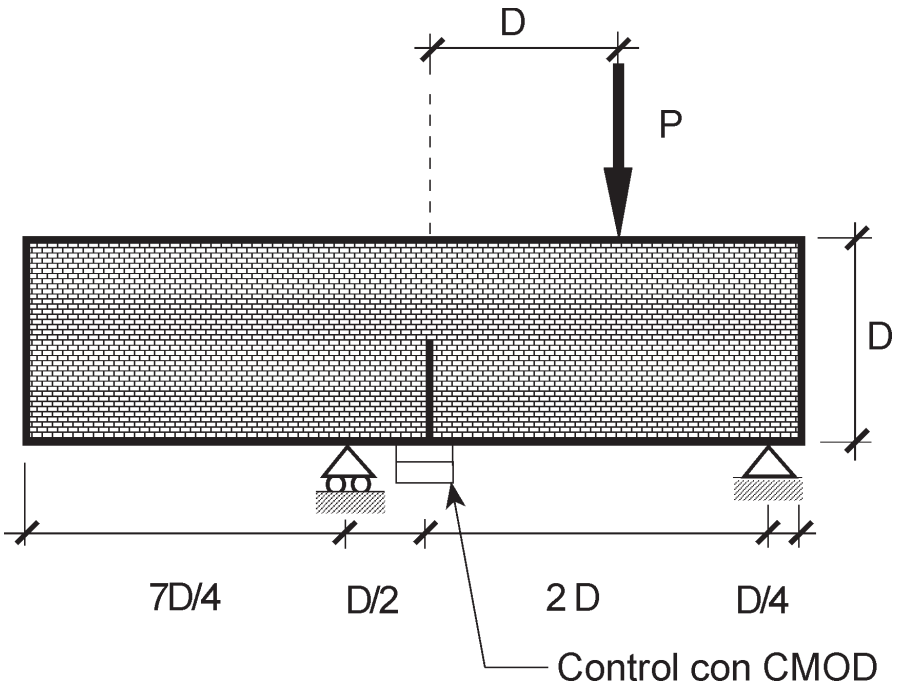


Figura 4. Geometría y dimensiones de la probeta PFTP de ladrillo a escala 1/4.

Tabla 3. Dimensiones de las probetas PFTP.

Tamaño	Canto *D* (mm)	Entalla *D/2* (mm)	Longitud 4,5 *D* (mm)	Espesor (mm)
Grande	150	75	675	26,5
Pequeño	75	37,5	337,5	26,5

gular. Con el fin de evitar diferencias entre los ensayos, y no favorecer ninguna dirección en el inicio de la fisuración, se hizo que la terminación de la entalla se situara dentro de un ladrillo. De las probetas grandes con los tendeles a 0 y ± 45 grados se obtuvieron, una vez ensayadas, las probetas pequeñas con los tendeles a ± 30 y ± 60 grados.

2.3. Descripción de las ensayos

2.3.1. Probetas PCDE

Los ensayos se llevaron a cabo con una máquina hidráulica servocontrolada, marca INSTRON, modelo 8805. Se empleó una rótula bloqueable, con el fin de aplicar la compresión uniformemente. La compresión se aplicó a la probeta a través de chapas de acero de 10 mm de espesor. En el contacto entre las chapas y la probeta se introdujo una fina lámina de teflón, con el fin de minimizar el rozamiento entre el acero y la fábrica.

La Figura 5 muestra un esquema del dispositivo del ensayo y de la instrumentación empleada. Las probetas se instrumentaron mediante dos extensómetros, uno de ellos situado en el borde exterior de la parte no cargada de la probeta, y el otro acoplado en el borde exterior de la parte cargada de la probeta. La Figura 6 muestra una probeta en la máquina de ensayos, con los extensómetros acoplados, durante un ensayo. Los detalles de los ensayos realizados con las probetas PCDE se pueden consultar en las referencias bibliográficas [8, 16 y 17].

2.3.2. Probetas de Flexión en Tres Puntos

Los ensayos de las probetas de flexión también se realizaron con una máquina hidráulica servocontrolada, marca INSTRON, modelo 8805. Durante el ensayo se midieron, además de la carga aplicada y el desplazamiento del pistón, valores medidos por defecto, el descenso del punto de aplicación de la carga, y la abertura de la boca de la entalla (CMOD). Para ello las probetas se instrumentaron con tres extensómetros. Dos de ellos inductivos, tipo LVDT, situados en posición vertical a ambos lados de la probeta para medir el desplazamiento del punto de aplicación de carga, obteniéndose la media. El tercero, extensómetro resistivo, tipo clip, para medir el CMOD. El rango de medida de los tres extensómetros fue de ± 2.5 mm, con un error inferior al 0.1 % del fondo de escala. La carga aplicada se midió con células de carga de 5 y 25 kN, con un error inferior al 0.1 % del fondo de escala. Los ensayos se realizaron con control de CMOD a una velocidad de 0.04 mm/min. hasta el 80% de la carga máxima y 0.08 mm/min. desde ese instante hasta el final del ensayo. La Figura 7 muestra una de las probetas pequeñas con los tendeles a -45 grados durante uno de los ensayos.

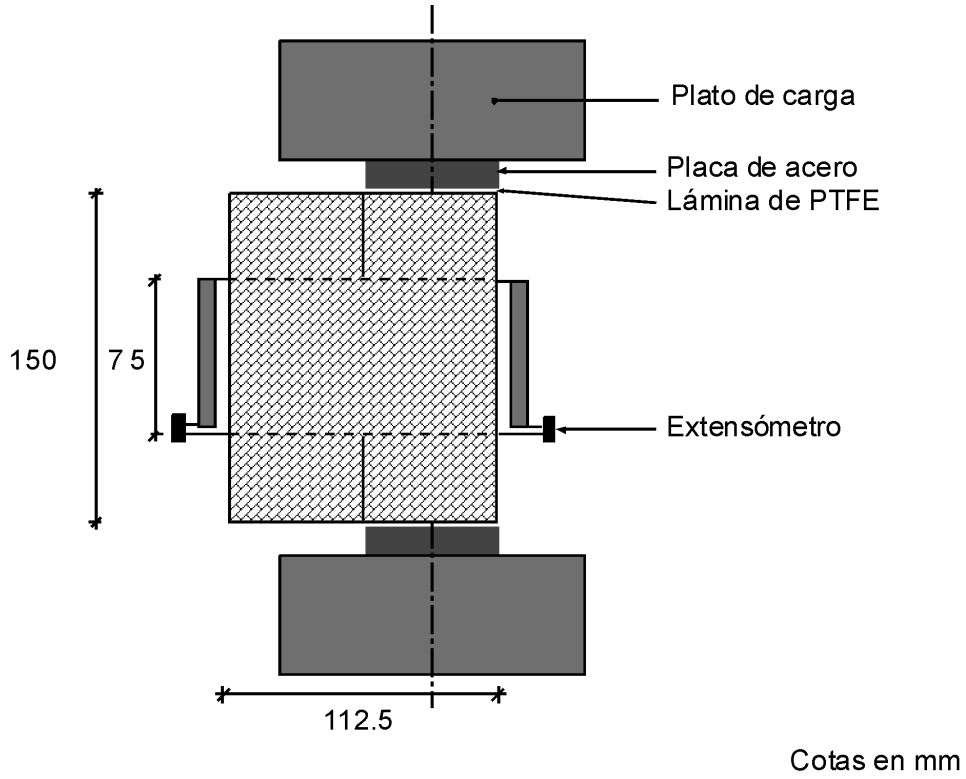


Figura 5. Dispositivo de ensayo, dimensiones y esquema de instrumentación de las probetas PDCE.

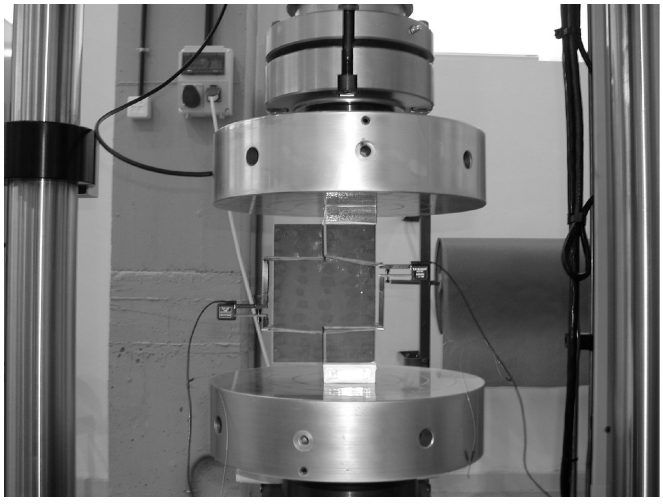


Figura 6. Probeta PCDE en la máquina de ensayos durante un ensayo.

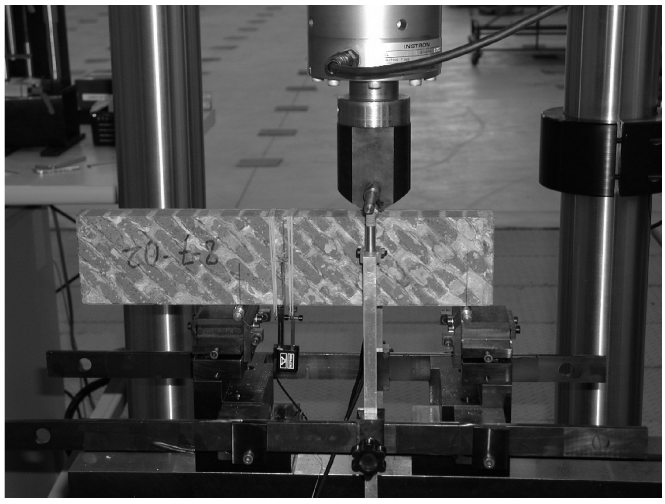


Figura 7. Probeta pequeña con los tendeles a -45 grados durante un ensayo.

2.4. Resultados Experimentales

2.4.1. Probetas PCDE

Los resultados experimentales correspondientes a las probetas PCDE se presentan de forma detallada en las referencias bibliográficas [8, 16 y 17]. La Figura 8 muestra un esquema de las grietas generadas en estas probetas. La Figura 9 corresponde a una probeta con las hiladas verticales cercana al colapso.

2.4.2. Probetas de Flexión en Tres Puntos

• *Trayectorias de las grietas*

Durante el ensayo de los muros de fábrica a escala solicitados a flexión en tres puntos con la entalla asimétrica, se propagó una fisura desde la punta de la entalla hacia la zona de aplicación de la carga siendo, en todos los casos, muy condicionante la orientación de las hiladas de ladrillo en la dirección de propagación de la grieta.

En la Figura 10 se muestran las grietas en las probetas grandes (D = 150 mm) con los tendeles a 0, 90 y $\pm$ 45 grados al finalizar un ensayo.

En una primera fase se ensayaron probetas PFTP con los dos tamaños y con cuatro orientaciones de los tendeles. La Figura 11 muestra las trayectorias experimentales de las grietas en las probetas grandes (D = 150 mm). En todos los casos se aprecia una dispersión experimental pequeña, si se tiene en cuenta la gran dispersión experimental que suele

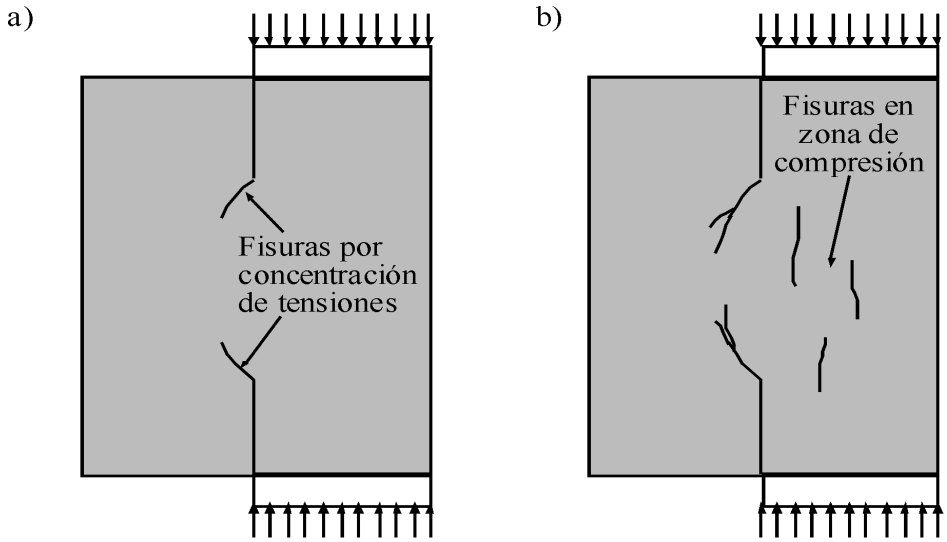


Figura 8. Esquema de las grietas observadas durante los ensayos de las probetas PCDE: a) fisuras debidas a la concentración de tensiones en la punta de la entalla, b) fisuras debidas al fallo por compresión de la parte cargada (aparecieron después).

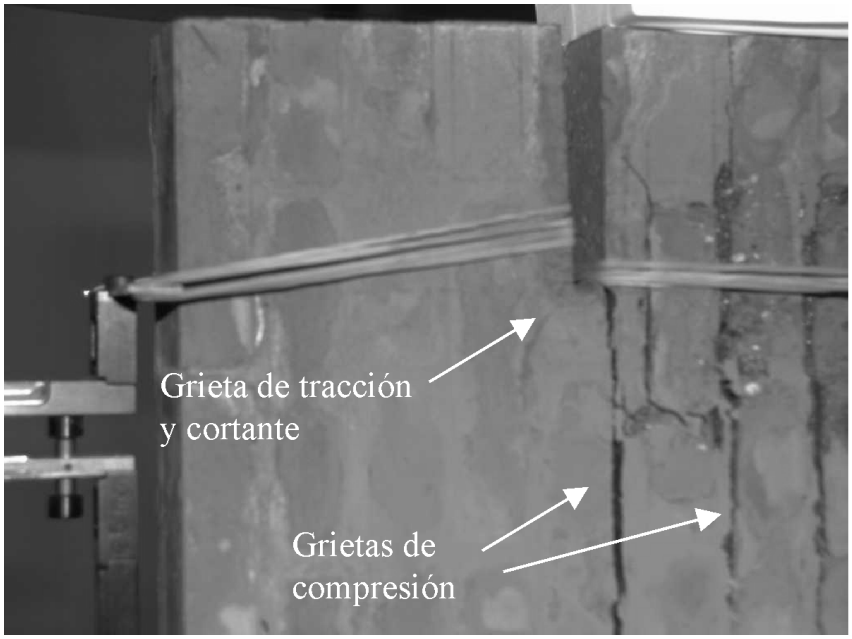


Figura 9. Probeta PCDE con las hiladas de ladrillo verticales cercana al colapso.

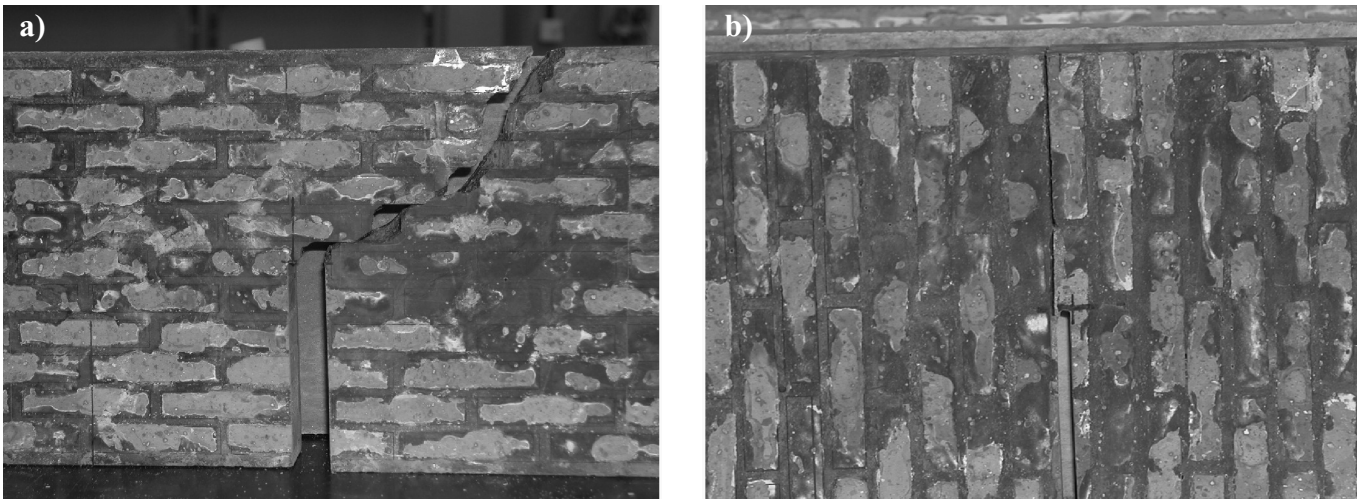


Figura 10. Grietas en las probetas de tamaño grande con los tendeles a: a) 0 grados, b) 90 grados

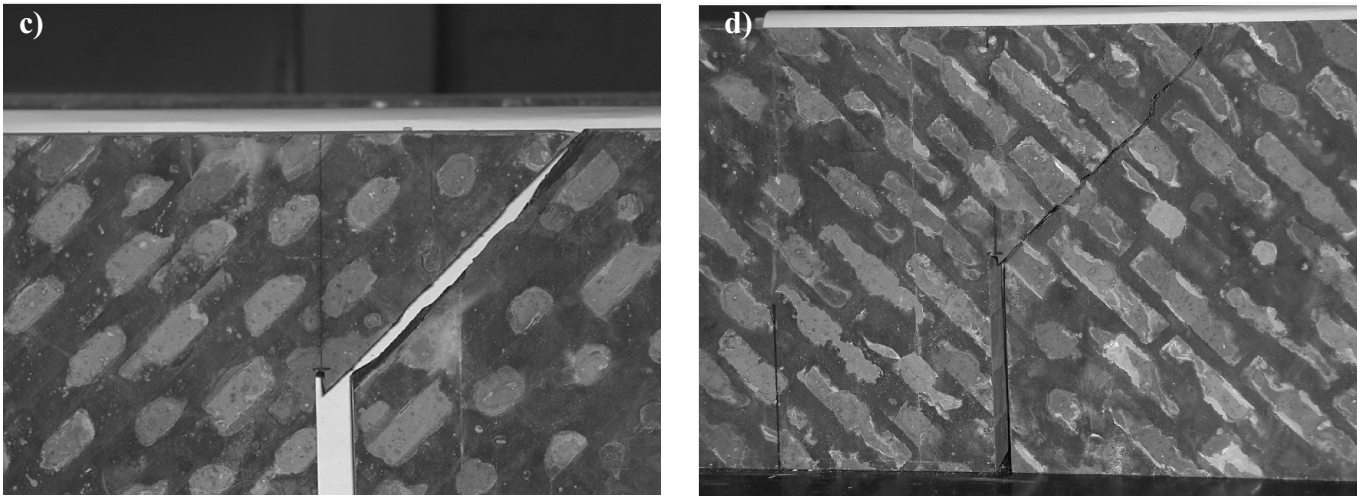


Figura 10 (continuación). Grietas en las probetas de tamaño grande con los tendeles a: c) 45 grados, y d) –45 grados.

mostrar la fábrica [3, 4, 17]. Casi todos los ensayos muestran la debilidad de la intercara ladrillo-mortero. En las probetas con los tendeles horizontales (0 grados) la grieta tiende a propagarse escalonadamente siguiendo las juntas ladrillo mortero (Figura 11a). En las probetas con los tendeles a 45 grados las grietas se propagaron por la junta entre ladrillo y mortero, formando una línea recta a 45 grados con la horizontal (Figura 11b). En las probetas con los tendeles verticales (90 grados), las grietas se propagaron buscando la dirección vertical siguiendo las juntas entre ladrillo y mortero (Figura 11c). Finalmente las probetas con los tendeles a -45 grados mostraron una mayor dispersión en el trayectoria de la grietas, éstas buscaban una trayectoria inclinada hacia el punto de aplicación de la carga, pero los planos más débiles se situaban en una dirección casi perpendicular, esta razón justifica la inusual trayectoria presentada por una de las grietas (Figura 11d). Similares trayectorias fueron observadas en las probetas pequeñas (D = 75 mm) ensayadas.

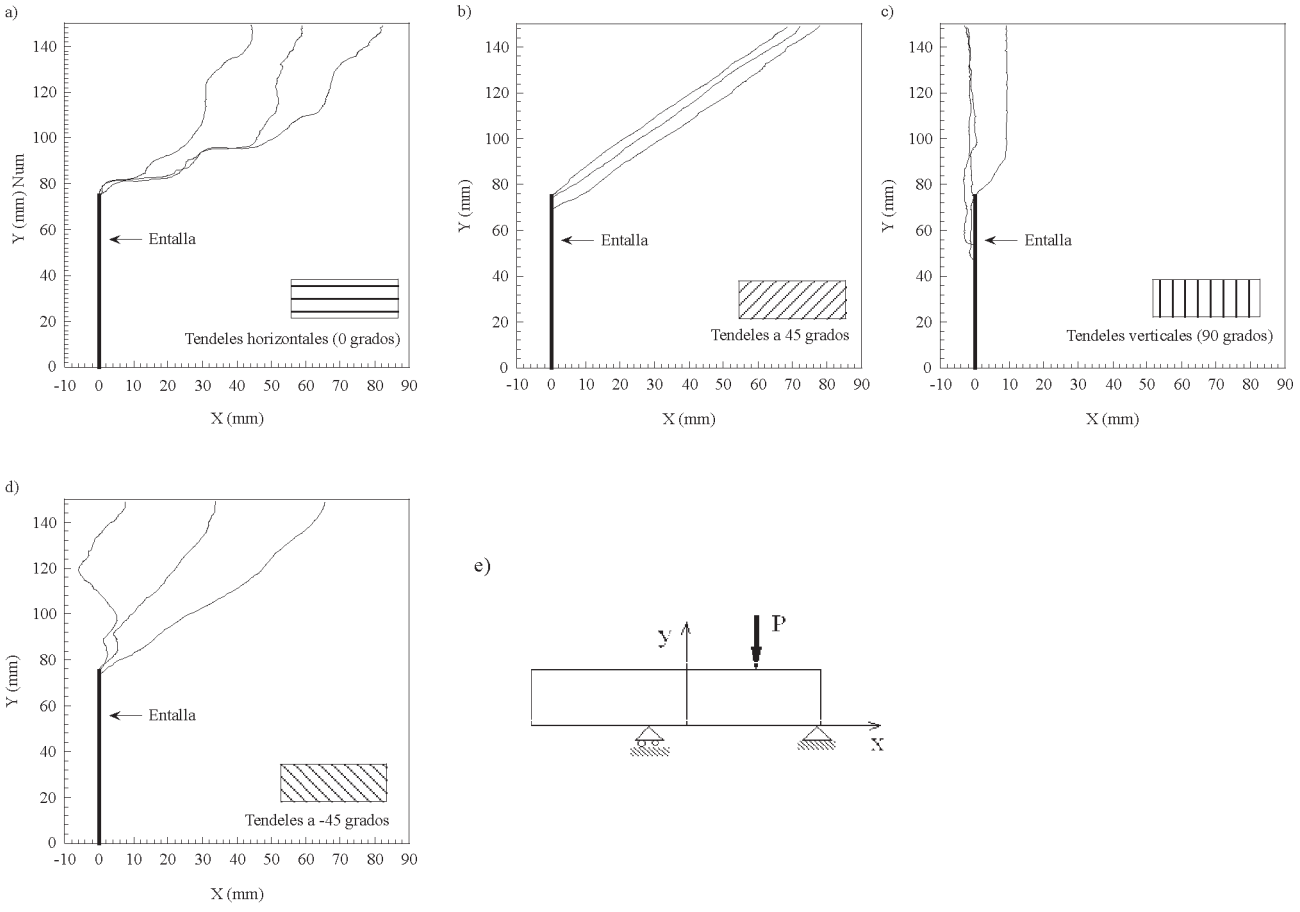


Figura 11. Trayectorias experimentales de las grietas en las probetas grandes (D = 150 mm) con distintas inclinaciones de los tendeles: a) 0 grados, b) 45 grados, c) 90 grados, d) –45 grados, e) ejes de referencia adoptados.

Posteriormente, en una segunda fase de ensayos, se sometió a flexión asimétrica probetas PFTP pequeñas (D = 75 mm) con otras cuatro orientaciones: ± 30, y ± 60 grados. Para las orientaciones de 30 y 60 grados las grietas obtenidas en los ensayos mostraron un mecanismo de propagación idéntico. En ambos casos la fisura discurrió por la junta entre el ladrillo y el mortero, las trayectorias fueron, por tanto, prácticamente líneas rectas, formando 30 y 60 grados con la horizontal respectivamente, como se puede observar en la Figuras 12a y 12c. En las probetas con los tendeles a –30 grados el camino seguido por la fisura atravesó el ladrillo y el mortero, a través de juntas verticales, siguiendo una trayectoria orientada hacia el punto de aplicación de la carga, como puede observarse en la Figura 12b. Finalmente en las probetas con los tendeles a –60 grados se encontró una mayor dispersión en la trayectoria de las grietas. Estas trayectorias, en cierto modo escalonadas en sentido inverso, se muestran en la Figura 12d.

- *Resultados de los registros de las medidas de los extensómetros*

Las Figuras 13 y 14 muestran los registros experimentales carga-CMOD de las probetas de fábrica para los dos tamaños y las cuatro orientaciones de los tendeles del primer bloque de ensayos de flexión asimétrica de la campaña experimental. En todos los casos los resultados son repetitivos y muestran poca dispersión experimental.

Para ambos tamaños la fábrica muestra la menor resistencia cuando la grieta se propaga por la junta entre ladrillo y mor-

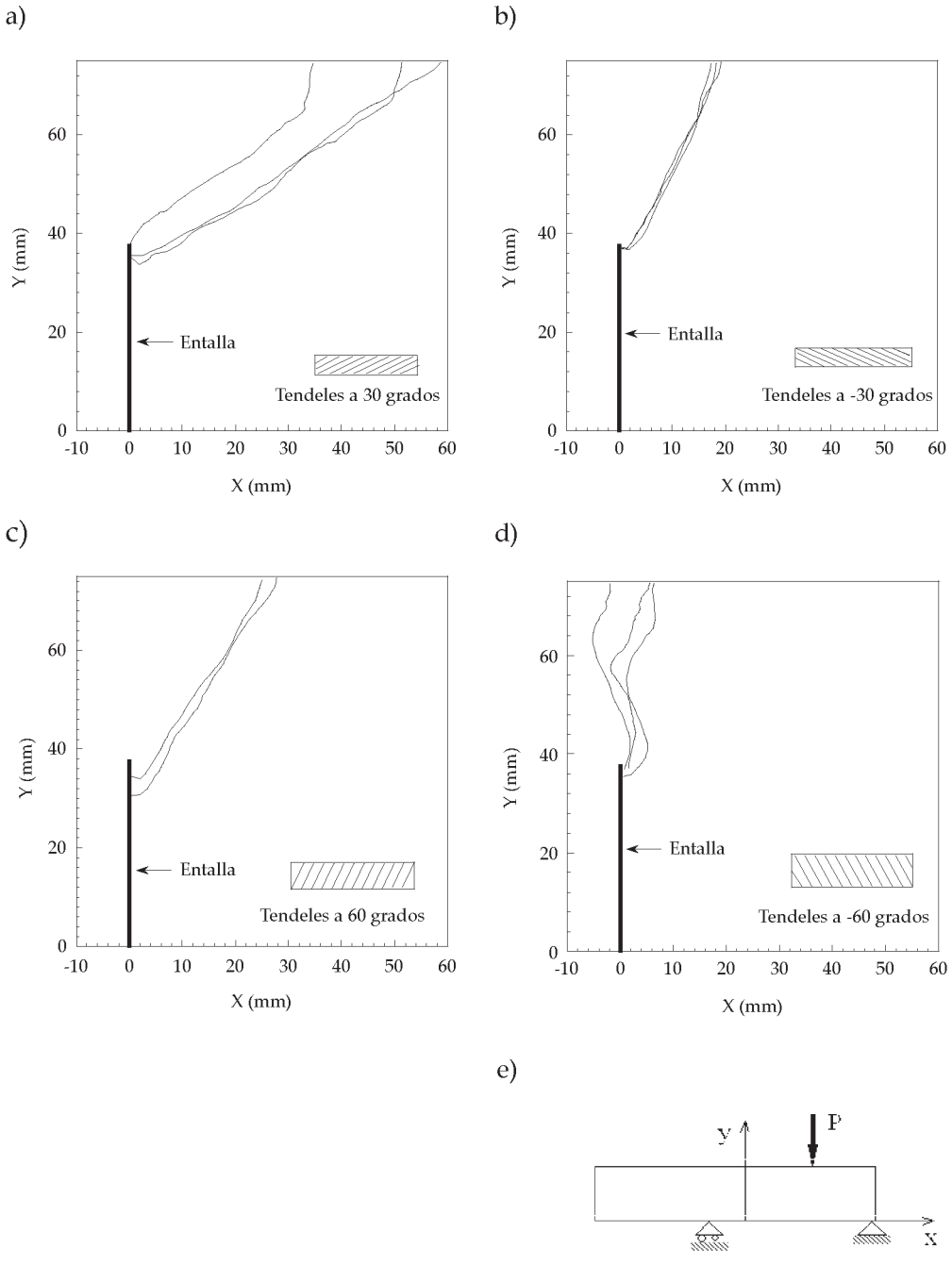


Figura 12. Trayectorias experimentales de las grietas en las probetas de tamaño pequeño (D = 75 mm) con distintas inclinaciones de los tendeles: a) 30 grados, b) -30 grados, c) 60 grados, d) -60grados, y e) ejes de referencia adoptados.

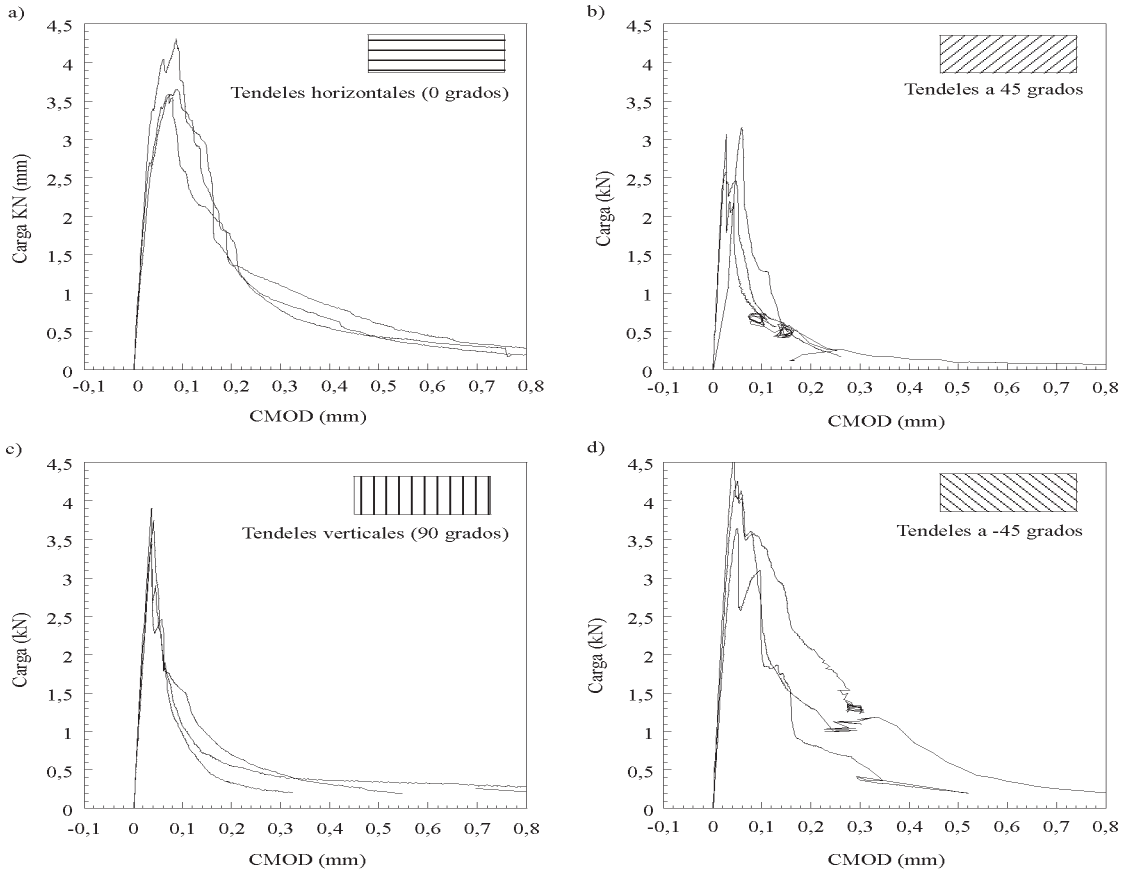


Figura 13. Registros experimentales de la carga aplicada frente al CMOD en las probetas pequeñas (D = 75 mm) con distintas inclinaciones de los tendeles: a) 0 grados, b) 45 grados, c) 90 grados, y d) –45 grados.

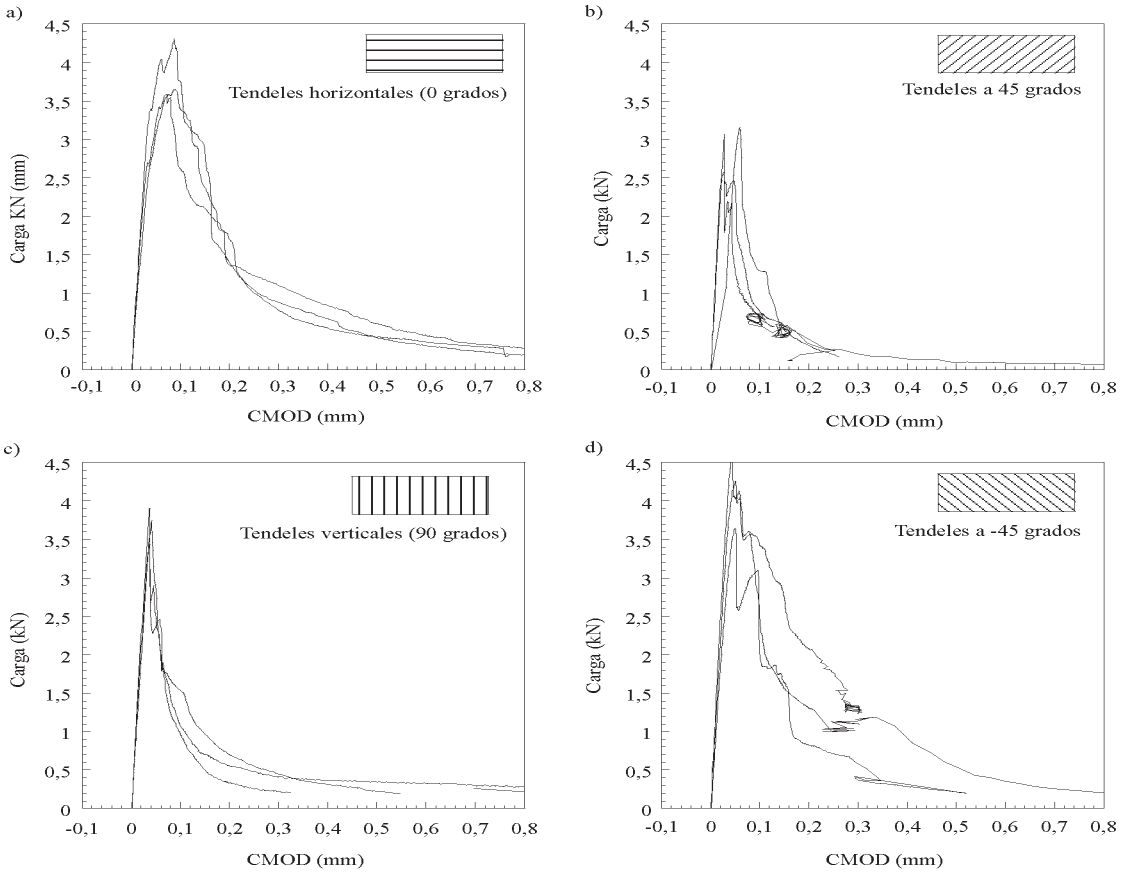


Figura 14. Registros experimentales de la carga aplicada frente al CMOD en las probetas grandes (D = 150 mm) con distintas inclinaciones de los tendeles: a) 0 grados, b) 45 grados, c) 90 grados, y d) -45 grados.

tero, que con la geometría de probeta ensayada corresponde a la orientación de 45 grados de los tendeles. La resistencia más alta corresponde a la propagación de la grieta cortando los ladrillos, que en nuestro caso corresponde a la orientación de -45 grados de los tendeles. Este resultado pone de manifiesto que las juntas entre ladrillo y mortero constituyen el elemento más débil de la fábrica frente a la fractura.

En la segunda fase de experimentación de las probetas PFTP de fábrica sometidas a flexión asimétrica se registraron los mismos parámetros experimentales que en primera serie. La Figura 15 muestra las curvas carga-CMOD para las cuatro orientaciones. Al igual que en los casos anteriores se puede observar cierto escalonamiento en la curva postpico de los registros experimentales, producido por la rotura de bloques de ladrillo.

2.5. Modelo de Cálculo

Con el fin de estudiar el crecimiento y la propagación de las grietas en la fábrica de ladrillo se desarrolló un modelo de cálculo, que se ha presentado con detalle en trabajos anteriores [8, 16 y 17]. Se trata de un modelo basado en la aproximación propuesta por Hillerborg [13] para materiales como el hormigón y los morteros, y que se denomina modelo de la *fisura cohesiva*. Se trata de un modelo sencillo y con claro sentido físico. Se basa en la idea de que este tipo de materiales no agotan su capacidad resistente cuando son solicitados por una tensión igual a su resistencia a tracción, sino que muestran *ablandamiento* y agotan su capacidad resistente cuando la grieta generada se abre por encima de un valor crítico. Los detalles de este modelo se pueden consultar en la referencia bibliográfica [12]. La Figura 16 muestra de forma esquemática un ensayo de fractura y un esquema de la propuesta de curva de ablandamiento para un material de estas características.

Los autores han extendido el modelo propuesto por Hillerborg [13], para rotura bajo tracción pura, a la rotura bajo tensiones combinadas de tracción y cortante [11, 15 y 19]. En este proyecto de investigación han generalizado el modelo para materiales como la fábrica de ladrillo, que muestra un comportamiento anisótropo. Para ello la *curva de ablandamiento* del material bajo solicitaciones de tracción pasa a ser una superficie de rotura, que *ablanda* y rompe el material cuando la combinación de tensiones normales y tangenciales alcanza un valor crítico, es decir, cuando alcanza la *superficie de rotura*. En este caso se adopta una superficie de rotura expresada mediante la ecuación de una hipérbola:

$$F(\mathbf{t}) = \tau^2 - \tan\phi_f\left(f_t(\theta) - \sigma\right)\left[2c(\theta) - \tan\phi_f\left(f_t(\theta) + \sigma\right)\right]$$

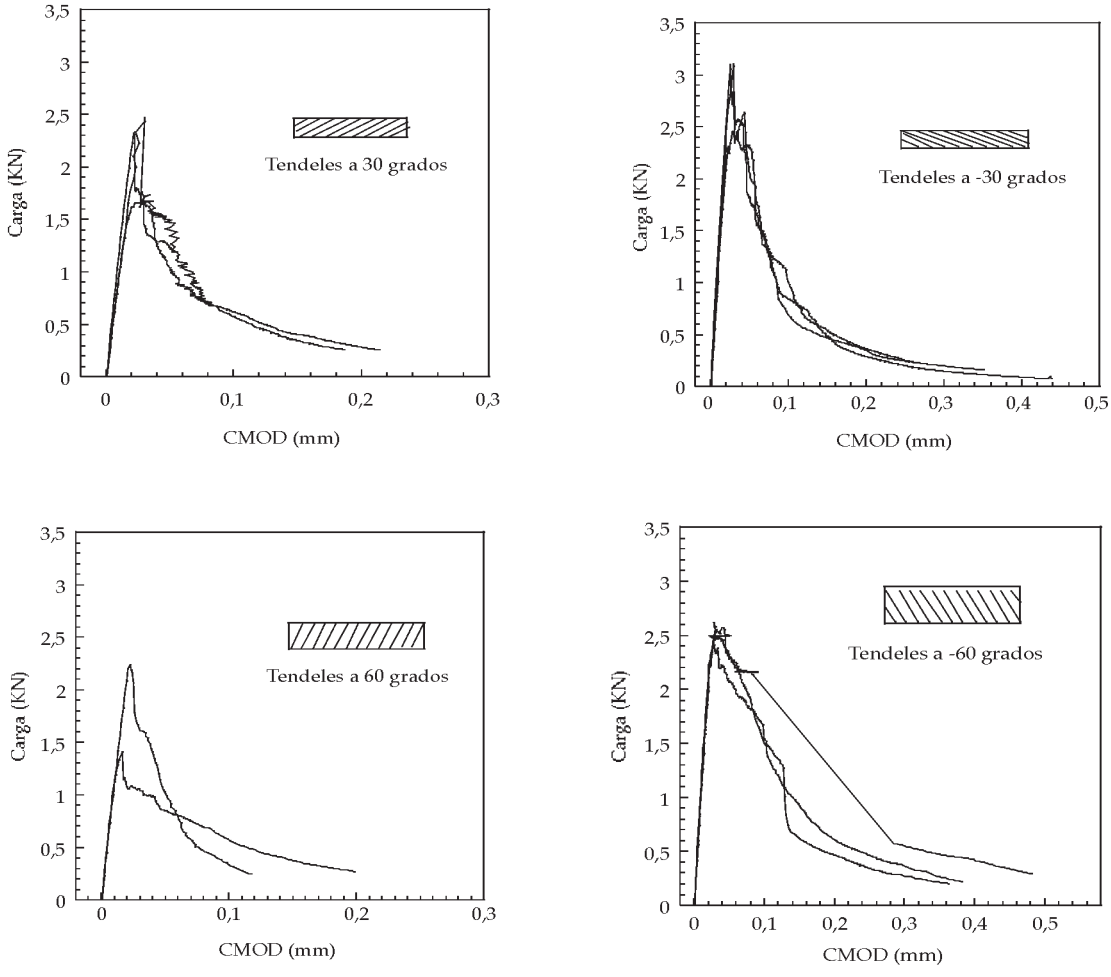


Figura 15. Registros experimentales de la carga aplicada frente al CMOD en las probetas pequeñas (D = 75 mm) con distintas inclinaciones de los tendeles, para las probetas de la segunda fase: a) 30 grados, b) -30 grados, c) 60 grados, y d) –60 grados.

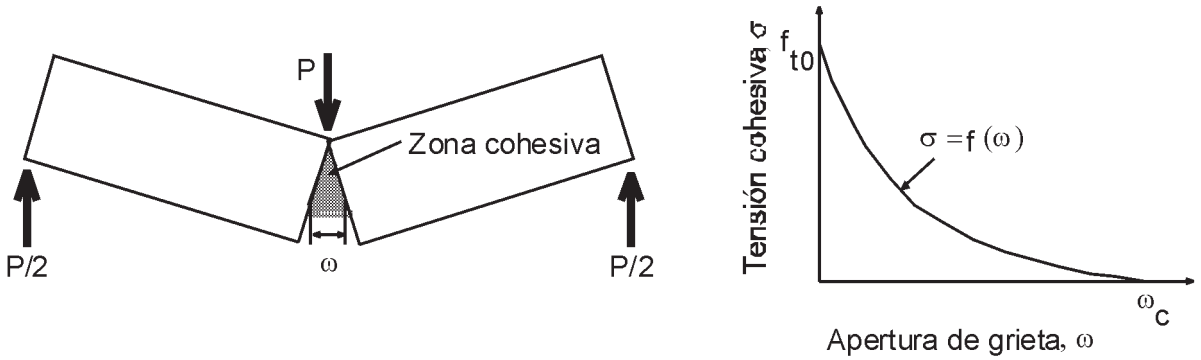


Figura 16. Fisura cohesiva y curva de ablandamiento de la rotura en tracción de un material cohesivo.

donde $c(\theta)$, ϕ_f y $f_t(\theta)$ son los valores instantáneos de la cohesión, el ángulo de fricción y la resistencia a tracción, respectivamente. Estos valores dependen de la historia de carga, las tensiones previas pueden haberlos *ablandado*. En este trabajo se emplea como *parámetro de ablandamiento* la norma de los desplazamientos de la grieta. Además, en un material anisótropo, como la fábrica de ladrillo, estos valores dependen de la dirección del material, θ. La Figura 17 muestra un esquema de la superficie de rotura empleada, y de su ablandamiento hasta pasar a ser una superficie de fricción cuando el material está completamente roto.

El modelo de cálculo se ha introducido en un código de elementos finitos comercial mediante una subrutina de usuario. Como ya se ha indicado, los detalles se pueden consultar en las referencias bibliográficas [8, 16 y 17].

• *Resultados de la simulación numérica*

En la Figura 18 se comparan los registros experimentales carga-CMOD con la predicción realizada con el modelo numérico para las probetas de tamaño grande (D = 150 mm), con las orientaciones 0, ±45, y 90 grados. En todos los casos se observa que el modelo reproduce satisfactoriamente los resultados experimentales. Similares resultados se han obtenido al reproducir los resultados experimentales del resto de probetas PFTP de flexión con el tamaño pequeño (D = 75 mm) y de las probetas PCDE. Estos resultados se pueden consultar en las referencias bibliográficas [8, 16 y 17].

3. CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO

El programa experimental, realizado con las probetas de fábrica de ladrillo a escala reducida, ha permitido obtener un amplio abanico de resultados experimentales de rotura bajo solicitaciones de tracción y cortante. Se han ensayado dos tipos distintos de probeta, obteniéndose caminos de fisura distintos. A su vez, ambos tipos de ensayo se han realizado con paredes de ladrillo con distinta orientación de las hiladas para ver la influencia que tiene, en el comportamiento estructural

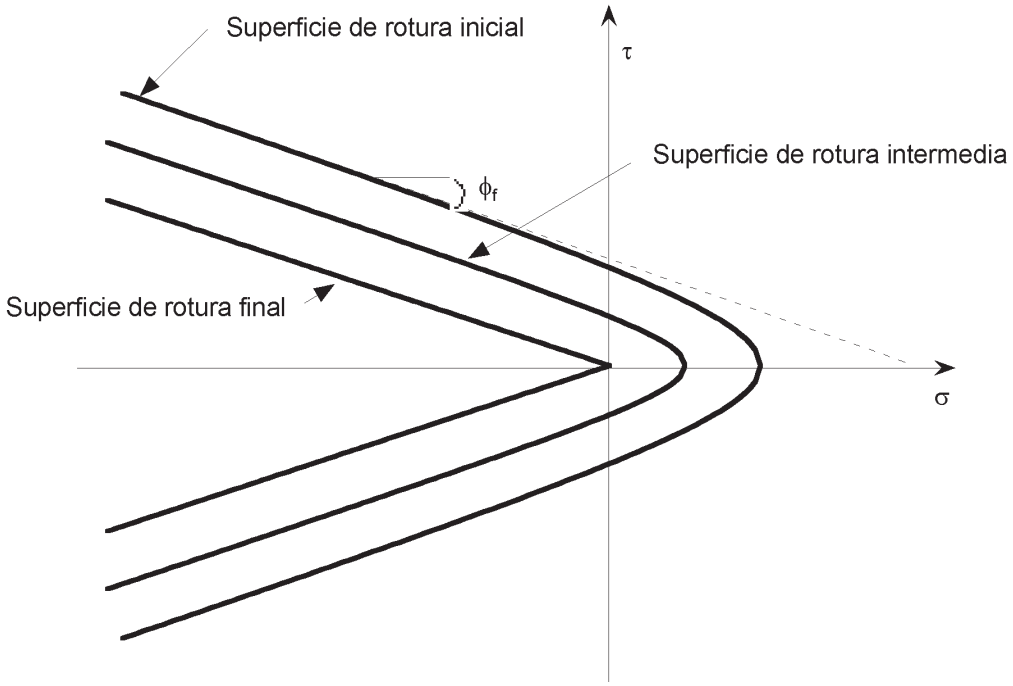


Figura 17. Superficie de rotura y su evolución en función del parámetro de ablandamiento.

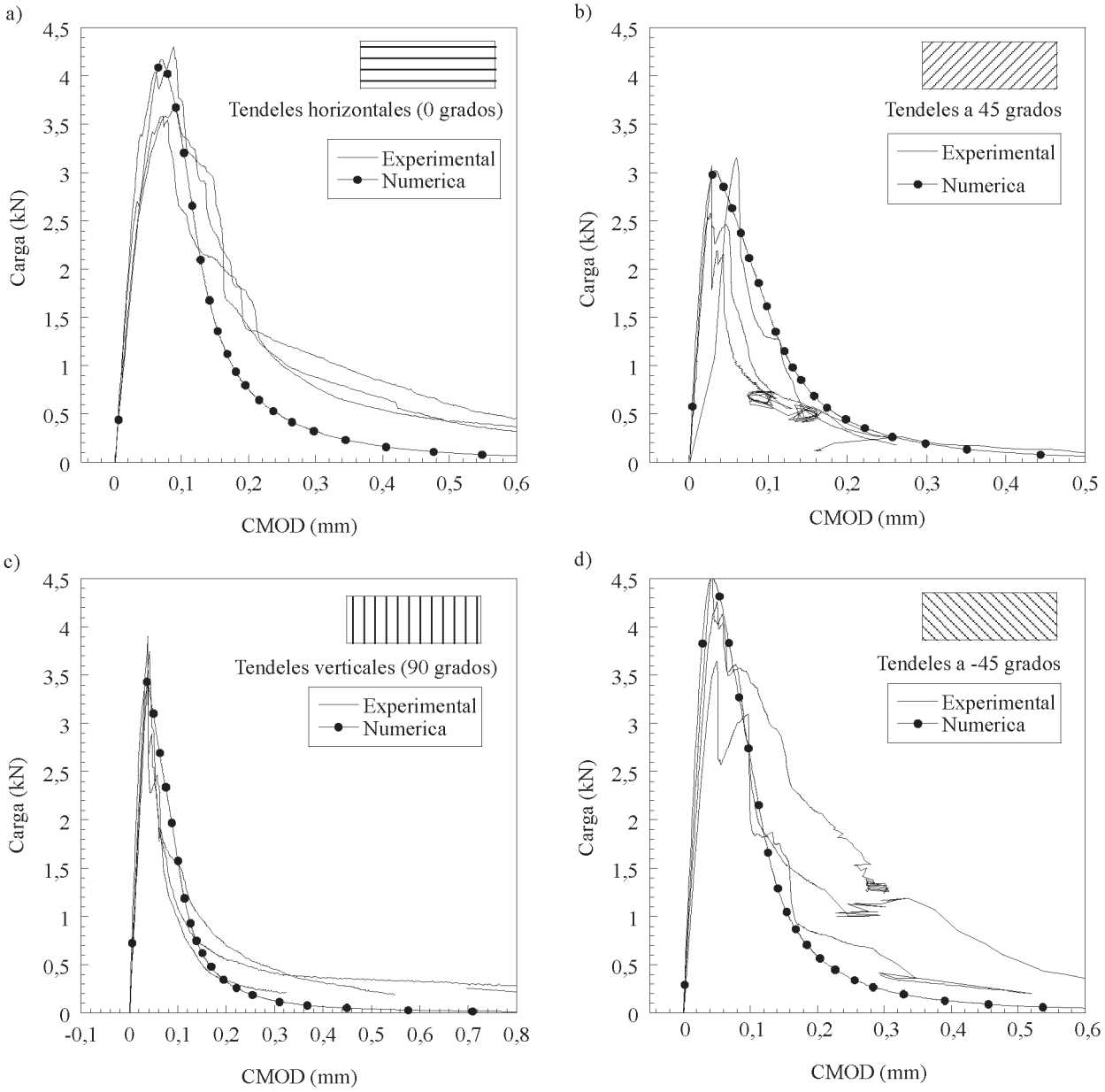


Figura 18. Registros experimentales y predicción numérica de la carga aplicada frente al CMOD en las probetas grandes (D = 150 mm) con distintas inclinaciones de los tendeles: a) 0 grados, b) 45 grados, c) 90 grados, y d) –45 grados.

de la fábrica, el distinto ángulo con el que una grieta ataque la fábrica respecto a la dirección de las juntas horizontales o tendeles. Estos resultados constituyen un banco de pruebas para contrastar y validar modelos de cálculo que se desarrollen.

Los resultados de los ensayos realizados han puesto de manifiesto la fuerte dependencia que tienen las propiedades mecánicas de la fábrica respecto a la orientación de sus tendeles. Además se ha observado la dependencia de los resultados de los ensayos con relación al mecanismo de rotura de la fábrica: según que las grietas se propagasen por las intercaras ladrillo-mortero, o atravesasen el ladrillo y el mortero. En las probetas ensayadas las grietas han tendido a propagarse a través de la intercara ladrillo-mortero, lo que apunta a que se trata del camino más débil. Esta hipótesis se debe complementar con la medida experimental de la energía de adhesión ladrillo-mortero y su comparación con la energía de fractura del ladrillo y el mortero por separado.

Además, se ha empleado un modelo para simular la rotura bajo tensiones normales y tangenciales combinadas, fractura en modo mixto, de la fábrica de ladrillo, obteniéndose un buen ajuste para las distintas inclinaciones de los tendeles. El modelo emplea parámetros medibles experimentalmente mediante ensayos normalizados, distintos de los ensayos en modo mixto, por lo que se trata de un modelo realmente predictivo. Dentro del modelo se contempla la anisotropía del material.

Los resultados obtenidos avalan la posibilidad e interés de aplicar las técnicas de la mecánica de la fractura al estudio de los procesos de rotura de estructuras de fábrica, muy frecuentes en la patología de nuestro país.

Como complemento a este trabajo sería interesante realizar una campaña de ensayos de fábrica de ladrillo a escala real, en las que también se pudieran estudiar la influencia en el comportamiento mecánico de la orientación de los tendeles, y los

distintos espesores de junta. Otro aspecto interesante a estudiar sería la posibilidad de obtener los parámetros mecánicos del material mediante ensayos no destructivos: ultrasonidos, esclerómetro, gatos planos, georradar, etc., lo que resulta de gran interés al evaluar la capacidad resistente de la fábrica antigua.

4. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Comunidad Económica Europea y al Ministerio de Ciencia y Tecnología las ayudas económicas concedidas a través de los proyectos EVK4-2001-00091 y MAT2001-3863-CO3-02. Así mismo agradecen a la Junta de Comunidades de Castilla La Mancha la ayuda concedida a través del proyecto PBI-02-006. También agradecen al Prof. A. Ingraffea el uso del programa FRANC2D [20].

5. REFERENCIAS

[1] ACI 530-99, *Building Code Requirements for Masonry Structures*, American Concrete Institute, 1999.

[2] ACI 530.1-99, *Specification for Masonry Structures*, American Concrete Institute, 1999.

[3] Lourenço, P.J., *Computational Strategies for Masonry Structures*, Ph.D. Thesis, 211 pág., Delft, The Netherlands, 1996.

[4] Lourenço, P.J., Rots, J. and Blaauwendraad, J., "Continuum model for masonry: parameter estimation and validation", *Journal Structural Engineering, ASCE*, 124, págs. 642-652, 1986.

[5] Jukes, P. and Riddintong, J.R., "The failure of brick triplet test specimens", *Masonry International*, 15, 1, págs. 30-33, 2001.

[6] Pande, G.N., Middleton, J. and Kralj, B. (eds.) *Computer Methods in Structural Masonry - 4*, E & FN Spon, New York, 343 págs., 1998.

[7] Van der Pluijm, R., *Out of Plane Bending of Masonry Behaviour and Strength*, Ph.D. Thesis, 259 pág., Delft, The Netherlands, 1999.

[8] Gálvez, J.C., Reyes, E. and Casati, M.J., "Brickwork masonry failure under tensile/shear loading", *6th International Masonry Conference*, London, pág. 184-191, 2002.

[9] Gálvez, J.C., Elices, M. and Cendón, D.A., "Fracture of double-edge notched specimens under compression loading", *Construction Materials: Theory and Application*, Ibidem-Verlag, págs. 95-105, Stuttgart, 1999.

[10] Gálvez, J.C., Elices, M., Guinea, G.V. y Planas, J., "Mixed mode fracture of concrete under proportional and non-proportional loading", *International Journal of Fracture*, 94, págs. 267-284 (1998).

[11] Cendón, D.A., Gálvez, J.C., Elices, M. and Planas, J., "Modelling the fracture of concrete under mixed loading ", *International Journal of Fracture*, 103, págs. 293-310, 2000.

[12] Bazant, Z.P. and Planas, J., *Fracture and Size Effect in Concrete and other Quasibrittle Materials*, CRC Press, (1998).

[13] Hillerborg, A., Modéer, M. and Petersson, P. "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements", *Cement and Concrete Research*, 6, págs. 773-782, 1976.

[14] Gálvez, J.C., Cervenka, J., Saouma, V. and Cendón, D.A., "A discrete crack approach to normal/shear cracking of concrete", *Cement and Concrete Research*, 32, págs. 1567-1585, 2002.

[15] Cendón, D.A., *Estudio de la Fractura en Modo Mixto de Hormigones y Morteros*, Tesis Doctoral, UPM, 328 págs., Director: J.C. Gálvez, Madrid, 2002.

[16] Casati, M.J., Reyes, E. y Gálvez, J.C., "Rotura en modo mixto de probetas de fábrica: resultados experimentales", *Anales de Mecánica de la Fractura,* 19, págs. 399-404, 2002.

[17] Reyes, E., Casati, M.J y Gálvez, J.C., "Estudio de la rotura de la fábrica de ladrillo bajo solicitaciones de tracción y cortante", *Hormigón y Acero,* 230, págs. 43-55, 2003.

[18] RILEM 50-FMC Committee Fracture Mechanics of Concrete, "Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams", *Materiaux et Constructions*, 18, págs. 285-290, 1986.

[19] Gálvez, J.C., Cendón, D.A. and Planas, J., "Influence of shear parameters on mixed-mode fracture of concrete", *International Journal of Fracture*, 118, págs. 163-189, 2002.

[20] Reyes, E., Casati, M.J. y Gálvez, J.C., "Rotura de probetas de fábrica: de ladrillo a escala bajo tensiones normales y tangenciales", *Anales de Mecánica de la Fractura* 20, págs. 495-500, 2003.

Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en HORMIGÓN Y ACERO

1. CONDICIONES GENERALES

Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, acoge la publicación de artículos no sólo de sus asociados sino, también, de cuantos técnicos de todo el mundo que quieran comunicar los resultados de sus experiencias científicas o técnicas en el campo del hormigón estructural. Igualmente, y dada la cada vez mayor transversalidad que existe en el mundo de la investigación, proyecto y construcción de estructuras, la revista acogerá igualmente trabajos originales relacionados con cualquier otro material estructural.

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría Administrativa de la ACHE. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales de los artículos que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los originales de los artículos se presentarán en soporte magnético (disquete, zip o cd rom) escritos mediante el programa de tratamiento de Word 95, o superior. Podrá presentarse sólo el texto del artículo o, bien, el texto con gráficos, figuras y fotos insertados. En este último caso, se enviará también siempre, duplicados, todos los archivos digitales de las figuras, gráficos y fotos. Además, se enviarán 3 copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se proponga para su reproducción.

2.1. Título

El título, en español e inglés, deberá de ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A continuación, se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en *español e inglés,* de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

El título del artículo, el nombre de autor o autores y los resúmenes del artículo en español e inglés se enviarán duplicados en un disquete aparte, con objeto de introducirlos automáticamente en la Base de Datos de artículos de la revista, que será incluida en la página web de la asociación a partir de su publicación en Hormigón y Acero.

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Los **planos** o **croquis** se presentarán siempre en soporte papel blanco, en formato A4, (excepcionalmente se permitirá formato A3), debiéndose suprimir la información innecesaria y estar dibujados con tinta negra. El tamaño de números y letras empleados en el original deberá ser tal que, tras la reducción al ancho de una, dos o tres columnas, resulte de cuerpo 7 (1.7 5mm de altura) o, excepcionalmente, de cuerpo 6 (1,50 mm de altura).

Los originales de las figuras o gráficos se admiten en formato papel o en formato digital. En formato papel, éste será siempre blanco, todas las líneas estarán trazadas con tinta negra y no se permitirán colores, salvo en originales de figuras correspondientes a un artículo central. La distinción entre las distintas líneas se realizará, en su caso, mediante trazos distintos: continuo, discontinuo con rayas, ídem con puntos, etc., del grosor adecuado. El tamaño de letras y números seguirá las pautas indicadas para los planos, recomendándose un mínimo de cuerpo 7 para los títulos y de cuerpo 6 para el texto, una vez efectuada la reducción a 1,2 o 3 columnas.

Los gráficos se admiten también en archivo digital, sólo si éste está elaborado con el programa EXCEL®, el cual permite una buena comunicación con los programas de preimpresión. Las pautas de presentación son las mismas que las indicadas para las figuras en soporte papel, pero tiene la ventaja

de que, en imprenta, pueden manipularse los tamaños de forma bastante automática, pudiéndose lograr calidades de reproducción adecuadas en todos los casos, por lo se recomienda emplear este soporte para gráficos complicados. En cualquier caso, los archivos estarán adecuadamente identificados con un nombre, y relacionados con el número de gráfico o figura que corresponda.

Excepcionalmente se admitirán en formato digital gráficos o figuras de tipo "línea" escaneados, debiéndose utilizar entonces una resolución mínima de 300 ppm.

No se admite ningún tipo de texto, figura o gráfico en soporte digital realizado con Power-Point® por su imposibilidad de traducción a los programas de preimpresión.

Todas las figuras irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para formar la maqueta, se deberán suministrar los originales. Estos pueden ser en formato analógico o digital.

En formato analógico se preferirá la diapositiva en color a la foto en papel color, y ésta a la de blanco y negro. No se admitirán como originales diapositivas realizadas sobre fondo azul.

En formato digital y, para fotografías originales, sólo se admiten fotografías digitales obtenidas con cámaras equipadas con un sensor de 2 millones de pixels de resolución o superior, y archivadas en formato SHQ/HQ (resolución superior a 1600xl200 pixels).

Para fotografías escaneadas, sólo puede garantizarse una calidad de reproducción mínima con resoluciones iguales o superiores a 1200ppm. Los originales deben enviarse preferentemente en archivos tipo TIF, admitiéndose, excepcionalmente, archivos JPG grabados con calidad óptima.

Todas las fotografías irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, sub índices, exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similares) tal que las letras griegas, sub índices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de sub índices 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.

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.–Avda. Parc Logístic, 12-20 (zona Franca) 08040 Barcelona.

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

COLEGIO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS PÚBLICAS.–José Abascal, 20-1º. 28003 Madrid.

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.–Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.

COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA, Biblioteca.–Arcs, 1-3. 08002 Barcelona.

C.T.T. STRONGHOLD, S.A.–Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.

DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).–Marqués de Murrieta, 71. 26071 Logroño.

DRACE. Construcciones Especiales y Dragados, S.A.–Avda. Tenerife, 4-6. Edificio Flores, 2ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

DYWIDAG - SISTEMAS CONSTRUCTIVOS, S.A.–Avda. de la Industria, 4. Polígono Industrial La Cantueña. 28947 Fuenlabrada (Madrid).

EMESA-TREFILERÍA, S.A.–Apartado 451. 15080 La Coruña.

EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.–Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.

FERROVIAL AGROMAN, S.A.–Avda. del Partenón, 4-6. Campo de las Naciones. 28042 Madrid.

FORMIGONS GIRONA, S.A.–Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Girona).

FREYSSINET, S.A.– Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.

FUNDACIÓN AGUSTÍN DE BETHENCOURT.–ETSIC.C. y P. Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.

G.O.C., S.A.–Doctor Canoa, 5. 36206 Vigo.

GRACE, S.A.–Apartado 523. 08080 Barcelona.

HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).–Ctra. de la Esclusa, s/n. Pol. Ind. Torrecuéllar. 41011 Sevilla.

INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.–Portal de Gamarra, 46. 01083 Vitoria.

INGENIERÍA IDOM INTERNACIONAL, S.A.U.–José Abascal, 4. 28003 Madrid.

INSTITUTO PARA LA PROMOCIÓN DE ARMADURAS CERTIFICADAS IPAC.–Orense, 58, 10º D. 28020 Madrid.

JOSÉ A. TORROJA OFICINA TÉCNICA, S.A.–Príncipe de Vergara 103. 28006 Madrid.

JULIÁN ARUMI, S.L.–Figueres, s/n. 08500 Vic (Barcelona).

MECANOGUMBA, S.A.–Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

MEKANO-4, S.A.–Can Pantiquet, 47 - 3ª - 1ª. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

O.H.L.–Gobelas, 35-37. 28023 Madrid.

PACADAR, S.A.–Arturo Soria, 336 - 7ª planta. 28033 Madrid.

PERI, S.A.U.–Camino de Malatones, km. 0,500. 28110 Algete (Madrid).

PREFABRICADOS CASTELO, S.A.–Ap. 11. Polígono Industrial Las Gándaras. 36080 Porriño (Pontevedra).

PREVALESA, S.L.–Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.

PROES, S.A.–Estébanez Calderón, 5 - 1ª planta. 28020 Madrid.

SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.–Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).

SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERÍA, S.A.–Manuel Tovar, 1-6º. 28034 Madrid.

TECPRESA, S.A.–Ribera del Loira, 42 - Edificio 3 - planta 1ª. 28042 Madrid.

TIERRA ARMADA, S.A.–Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.

TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).–Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

TZ INGENIERÍA MÁLAGA, S.L.–C/ Compositor Lehmberg Ruiz, 10. Edificio Galaxia, 2ª planta oficina 11. 29007 Málaga

VSL IBÉRICA, S.A.–Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.



Asociación
Científico-técnica
del Hormigón
Estructural

Secretaría: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n.
Ciudad Universitaria - 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02 ♦ **N.I.F.:** G-28813442