HORMIGÓN y acero

nº 221-222

Tercer y cuarto trimestre
de 2001

ache
GEHO - ATEP

Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los **miembros Patrocinadores** y los **Protectores**. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

MIEMBROS PATROCINADORES

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

ALATEC, S.A.–José Echegaray, 14. P.E. Las Rozas. 28230 Las Rozas (Madrid).

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

ASOCIACIÓN NACIONAL DE PREFABRICADOS Y DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE).–Pº de la Castellana, 22. 28046 Madrid.

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

CALIDAD SIDERÚRGICA.–Orense, 58 - 10 C. 28020 Madrid.

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

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

CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINSA-EP.–Avda. Iparaguirre, 82, 1º. 48940 Leoia (Vizcaya).

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Almagro, 42. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL INGENIEROS INDUSTRIALES DE CATALUÑA.–Vía Laietana, 39. 08003 Barcelona.

CONSEJO GENERAL DE COLEGIOS OFICIALES DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.–Pº de la Castellana, 155 - 1. 28046 Madrid.

CYPE INGENIEROS, S.A.–Avda. Eusebio Sempere, 5, planta B.03003 Alicante.

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETSIC-UPM.–Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.

DRAGADOS CONSTRUCCIÓN P.O., S.A.–Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

ESTEYCO, S.A..–Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.

EUROCONSULT, S.A.–Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.–Acanto, 22. 28045 Madrid.

FUNDACIÓN LABEIN.–Cuesta de Olabeaga, 16. 48013 Bilbao.

HILTI ESPAÑOLA, S.A.–Isla de Java, 35. 28034 Madrid.

IECA.–José Abascal, 53-2º. 28003 Madrid.

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA.–Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid.

INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.–Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.

INTEINCO.–Serrano, 85. 28006 Madrid.

INTEMAC.–Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

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

PRAINSA.–Madrazo, 86 - Entlo. 1ª. 08021 Barcelona.

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

MIEMBROS PROTECTORES

ALVI, S.A.–Orense, 10. 28020 Madrid.

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

índice

Foto de portada:
Puente levadizo en el Puerto de Valencia

HORMIGÓN y acero

SERVICIO DE ESTUDIOS ESPECIALES

EDITAN:

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

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
APARICIO BENGOECHEA, Ángel C.

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

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

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

Hormigón y Acero:
Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid
Tel.: 91 766 07 03
Fax: 91 766 26 00
Depósito Legal: M-853-1958
ISBN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: Tresal Impresores, S.A.L.

ARTÍCULO CENTRAL

Puente levadizo en el puerto de Valencia 3-24
Bascule bridge in the port of Valencia
J. Martínez Calzón, C. Pozo Moya, J.J. Álvarez Andrés, P. Hue Ibargüen, A. Ortega Arias y F. Tarquis Alonso

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

El hormigón autocompactable. Propiedades y métodos de caracterización 27-37
Self-Compacting - Concrete. Properties and Methods of Characterizacion
P.C.C. Gomes, R. Gettu y L. Agulló

Ensayos sobre comportamiento a largo plazo de vigas reforzadas con CFRP a la intemperie 39-42
Tests on long-term behaviour of CFRP strengthened beams exposed to weather
A. Recuero, J.P. Gutiérrez, C. López y A. de Diego

ELU de cortante en vigas: Aproximación histórica y verificación experimental del tratamiento de la EHE 43-61
ULS of shear in beams: Historical approach and experimental verification of the EHE procedure
A. Cladera Bohigas y A.R. Marí Bernat

Tiempo admisible entre tongadas en la construcción de presas de hormigón compactado con rodillo (HCR) 63-67
Admisible time interval between layers in the construction of roller compacted concrete (RCC) dams
J.M. de la Fuente González y J.A. Polanco Madrazo

Aplicación de los modelos numéricos al estudio del comportamiento de muros de cortante en estructuras de fábrica 69-82
Application of numerical models to the study of the behaviour of shear walls in masonry structures
J.G. Rosas Rodríguez, L.M. Villegas Cabredo y D. Lorenzo Esperante

Aproximación analítica de la superficie de interacción de secciones de hormigón armado sometidas a esfuerzos de flexión esviada 83-95
Analytical approach for failure surface of RC sections under axial load and biaxial bending
J.L. Bonet Senach, P.F. Miguel Sosa y M.A. Fernández Prada

Evolución de la microestructura de hormigones de alta y ultra alta resistencia al ser expuestos a ambientes de elevadas temperaturas .. 97-105
Microstructural changes in high and ultra high strength concrete exposed to high temperature environments
C. Alonso, C. Andrade, E. Menéndez y E. Gayo

Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados pretensados de altas prestaciones iniciales 107-123
Experimental Study of bond properties of prestressing strand in high performance pretensioned concrete elements
C. Vázquez Herrero y F. Martínez Abella

El ensayo de tracción uniaxial para hormigón reforzado con fibras de acero 125-134
The uniaxial tensile test for steel fibre reinforced concrete
B.E. Barragan, R. Gettu, R.L. Zerbino, M.A. Martín

OPINIÓN Y DEBATE

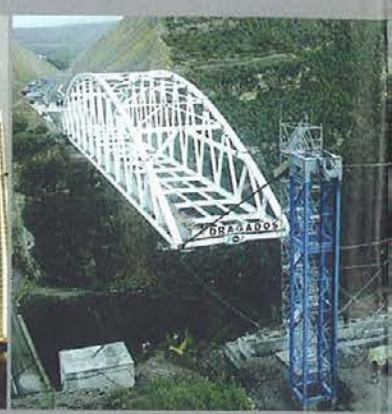
Sobre las instrucciones de hormigón 135-136
R. del Cuvillo Jiménez

RINCÓN DE ACHE

Reseña II Congreso ACHE 137-138
Utilización indebida de DIT y DAU 139-140
Erratas advertidas en el artículo *Dimensionado práctico de zapatas rígidas* 141-142
Opinión sobre el artículo *Dimensionado práctico de zapatas rígidas* .. 143

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tecnología innovadora para la sociedad de un nuevo milenio



Dragados
Obras y Proyectos

Donde surgen las necesidades de la sociedad.

Con respuestas innovadoras, soluciones del futuro para la sociedad de hoy.

Consolidados, con cultura de calidad y respeto al medio ambiente.

Un equipo de profesionales preparados para llevar a cabo todos los trabajos y un solo proyecto, el proyecto de hacer un mundo mejor.

Así es Grupo Dragados, un grupo internacional de servicios y construcción con vocación de liderazgo.

>> *www.dragados.com*

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Puente levadizo en el puerto de Valencia

Bascule bridge in the port of Valencia

Julio Martínez Calzón
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Carlos Pozo Moya
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Juan Jesús Álvarez Andrés
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Pilar Hue Ibargüen
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos

Ángel Ortega Arias
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Felipe Tarquis Alfonso
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

MC-2

Dragados Obras y Proyectos, S.A.

RESUMEN

Con objeto de desviar el tráfico ferroviario e incorporar para la ciudad los espacios portuarios que rodean la dársena interior del Puerto de Valencia, se construye un puente levadizo entre los muelles transversales de Levante y Poniente.

El puente, de tipo basculante, consta de dos hojas móviles, cada una de ellas tiene una longitud total de 62,50 m, de los que 49,0 m corresponden al tramo en voladizo desde la clave hasta la rótula de giro y 13,50 m al tramo dorsal de compensación bajo el que se sitúan los contrapesos, de forma que el centro de gravedad de la estructura se sitúe en el eje de giro.

Dado que la rasante del puente está muy próxima al nivel del mar, se han dispuesto fosos profundos para acomodar los vanos de contrapeso de ambas hojas del puente.

Se comentan todos los aspectos relevantes del proyecto y construcción del puente y sus mecanismos.

PUENTE LEVADIZO EN EL PUERTO DE VALENCIA

Para poder llevar a cabo la remodelación urbanística del entorno del Puerto de Valencia y evitar el paso de tráfico pesado proveniente del mismo en todo el perímetro urbano de la dársena interior, se habían propuesto desde hacía algún tiempo por todas las instituciones locales, alternativas de tipo túnel y de puente móvil para cruzar la bocana de salida de dicha dársena, situada entre los muelles de Poniente y Levante, tal como puede apreciarse en la Fig. 1.

Finalmente, para resolver dicho cruce, la Autoridad Portuaria convocó en Agosto de 1999 un Concurso de Proyecto y Construcción de un puente Levadizo para tráfico rodado y ferroviario, como solución previa e inmediata, y sin que ello impida que en el futuro esta obra sea completada con otras, túneles o puentes, para incrementar esta conexión vial.

La solución, además de tener que atenerse a los aspectos técnicos requeridos, debía responder de manera cualificada a una serie de requisitos estéticos, paisajísticos y formales muy elevados, debido al importante valor y singularidad que quería dársele a la obra por su situación preferente en el contexto paisajístico de la zona, al pasar a formar parte del

SUMMARY

In order to divert railway traffic and, this way, to liberate part of the harbor space, the inner basin, to be freed fot the use of the City of Valencia, it was built a bascule bridge berween the eastern and western jetties of the inner basis of the harbor.

This bascule bridge deck is formed by two mobile leaves 62,50 m long each one, 49,0 m being beyond the hinges and toward the midspan, and 13,50 m corresponding to the back span, where the counterweights are lacated to position the mass center of the structure over the supporting hinges.

Given that the vertical alignment of the bridge is very close to the sea level, it has been necessary to build two deep pits to accommodate the counterweight back spans of both deck leaves.

All relevant aspects regarding design and construction of this bridge are reviewed.

BASCULE BRIDGE IN THE PORT OF VALENCIA

Tunnel and moving bridge type alternatives for passing the exit mouth of the

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

inner dock basin located between the Poniente (West) and Levante (East) quays as can be seen in Fig. 1 had been proposed for some time by all local institutions, in order to be able to undertake the urban remodeling of the Port of Valencia's surroundings and prevent heavy traffic there from running round the whole of the inner dock's urban perimeter.

In August 1999, the Port Authority finally called for a Design and Construction Tender for a wheeled and railway traffic lift bridge as a prior, immediate solution to resolve the said crossing, without preventing such work from being completed with other works, either tunnels or bridges, to increase this road connection.

Apart from having to abide by the technical aspects required, this work had to respond in a qualified fashion to a series of very high aesthetic, landscape and formal requisites due to the major value and uniqueness which was to be provided to the work because of its preferential location in the area's landscape context as it would become part of the edge or visual frontier between the outer industrial port area and the passenger and marina areas into which the said inner dock basin would be converted.

The Tender was awarded in November, 1999 to the DRAGADOS-CYES Joint Venture with designs by Julio Martínez Calzón (MC-2) for the Superstructure, Guillermo Ontañón (INTECSA) for the Infrastructure, WAAGNER BIRÓ for the Control and Operating Units, all co-coordinated by DRAGADOS O.P.'s Technical Construction Advisory Board.

Fig. 1. Trazado de la obra a través de los muelles liberando el perímetro de la dársena interior.
Fig. 1. Routing the work through the quays, freeing the inner dock basin.

BRIDGE'S MAIN CHARACTERISTICS

The aspect which in practice determined the design of the work was the requirement for the vertical alignment of the bridge not sensibly to be over the quay levels (1.50 m in the Levante quay and 2.50 m in the Poniente) on which it is supported with the purpose of reducing access ramps to a minimum. This condition, which was already very demanding in the tender, became even more radicalized in the construction design phase when forcing the aforesaid difference in levels between the quays and the bridge's running area not to exceed 1.75 m.

As a consequence, there was no option for the bridge other than to be the through arch type and, therefore, the superstructure very much stands out visually above the said grade line and this led to drawing up a highly attractive design which manages to take positive advantage of such a unique appearance and is successful as to a certain extent it is established as a visual image or emblem of reference in the dock's environment.

This was why a further six alternatives were submitted – apart from the basic proposal – and the Administrations involved chose the simplest, most conventional solution of them all but, in any event, within the conditions as required for special aesthetics and image in the Tender Conditions Document.

The work's superstructure, with a center span of 98 m between hinges, is a world record for moving railway bridges. This span is completed with two small side spans 13.50 m in length, one at each end, giving an overall length of 125 m of bridge between end joints, i.e., lengths of approximately 62.50 m for each half bascule bridge (Fig. 2).

Each of these two half bridges or moving leaves were formed by two ***main beams*** *of the truss type, the morphology*

borde o frontera visual entre el área portuaria industrial exterior y la zona del puerto de viajeros y de recreo en que se convertirá la citada dársena interior.

El Concurso fue adjudicado en Noviembre de 1999 a la Unión Temporal de Empresas DRAGADOS-CYES con proyectos de Julio Martínez Calzón (MC-2) para la Superestructura, Guillermo Ontañón (INTECSA) para la Infraestructura, WAAGNER BIRÓ para los Equipos de Mando y Accionamiento, coordinados todos ellos por la Asesoría Técnica de Construcción de DRAGADOS O.P.

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL PUENTE

El aspecto que prácticamente condicionó el diseño de la obra fue el requerimiento de que la posición de la rasante del puente debía de ser prácticamente coincidente con las cotas de los muelles (1,50 m en el muelle de Levante y 2,50 m en el de Poniente) en los que se apoya con el fin de reducir al mínimo las rampas de acceso. Esta condición que ya en el concurso era muy exigente, se radicalizó aún más en la fase del proyecto de construcción al obligar a que la diferencia de cotas antedicha entre los muelles y la superficie de rodadura del puente no superara el valor de 1,75 m.

Consiguientemente, la tipología del puente resulta obligadamente de tablero inferior y, por tanto, la superestructura

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

queda muy destacada visualmente por encima de dicha rasante, lo cual obliga a llevar a cabo un diseño de gran atractivo que logre aprovechar positivamente esa presencia singular y acierte a establecerse, de cierta manera, como imagen o emblema visual de referencia en el ámbito de la dársena.

Por esta causa, fueron presentadas –además de la propuesta base– otras seis alternativas eligiéndose, por las Administraciones implicadas, la solución más sencilla y convencional de todas aquellas, pero dentro, en todo caso, de las condiciones requeridas de especial estética e imagen en el Pliego del Concurso.

La superestructura de la obra, con una luz del tramo central entre rótulas de giro de 98 m, es récord del mundo de puentes móviles para ferrocarril. Dicho tramo se completa con dos pequeños vanos de compensación de 13,50 m de longitud, uno en cada extremo, determinando una longitud total del puente entre juntas extremas de 125 m; es decir, longitudes de 62,50 m aproximadamente para cada semipuente basculante (Fig. 2).

Cada uno de estos dos semipuentes u hojas móviles se haya constituida por dos **vigas principales** del tipo de celosía, cuya morfología se sitúa a medio camino entre una ménsula compensada y una estructura atirantada. Dichas vigas están formadas de la manera siguiente (Fig. 3).

– Un dintel longitudinal, ligeramente arqueado y con un canto estructural suavemente variable proporcionado, de manera de poder lograr un gálibo inferior de paso mínimo, respecto a la lámina de agua, de unos 2,50 m en clave; y conseguir una presencia sutilmente despegada con respecto al plano de agua citado.

of which locates it half way between a balanced cantilever and a cable stayed structure. These beams are formed in the following fashion (Fig. 3).

– *A slightly arched main longitudinal girder with a gently varying proportioned depth, in order to achieve a minimum underpass clearance of about 2.5 m at midspan and to obtain an appearance of being subtly detached from the water plane.*

– *Two stay type pieces, one rear and the other a front piece, in relation to the gyration hinge axis, which are joined to the main girder in the following manner: The rear piece at the rear end and the front at an intermediate point located 28.5 m from the said axis, with which lea-*

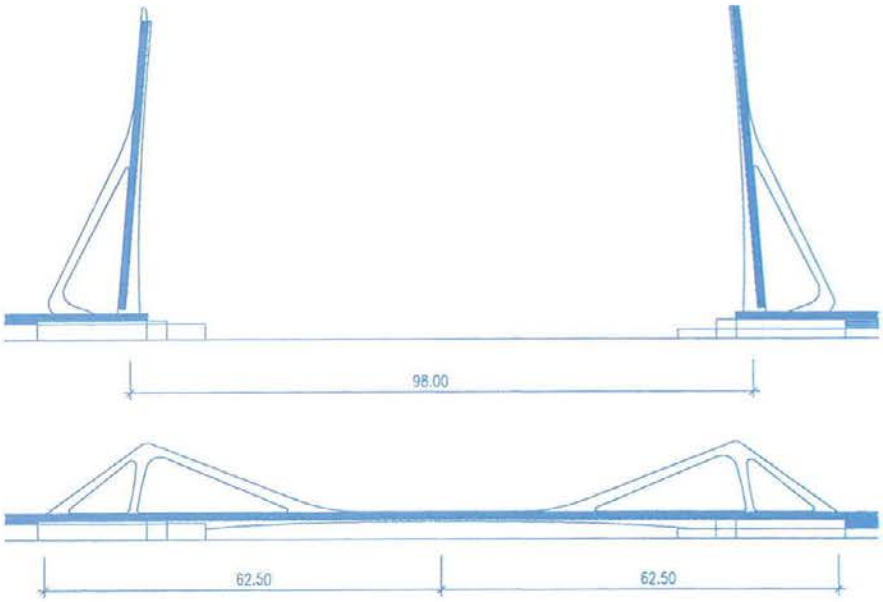


Fig. 2. Alzado del puente abierto y cerrado.
Fig. 2. Bridge elevation open and closed.

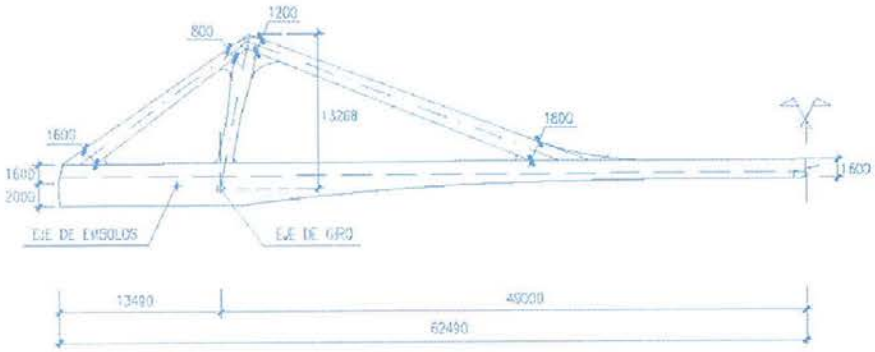


Fig. 3: Alzado de la viga principal.
Fig. 3: Elevation of the main beam.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ves a clear overhanging segment of 20.5 m.

- *An inclined strut type piece which is joined at its top node with the corresponding ones of the two above described stay pieces and at the bottom with the main girder at an ideal coinciding point, precisely with the axis of the hinges of each leaf.*

All these pieces display a closed, rectangular box section (Fig. 4) with a constant 0.60 m width and gently varying depth, all finished off with curved gusset plates at the node intersections to offer an overall sensation of smoothness in the transfer of stresses.

A metal, orthotropic type deck (Fig. 5) is fitted between the two main beams separated 8 m between outer vertical faces – as space required for the roadway and side fenders, in which various bridge facilities are housed -. It has trapezoidal ribs with a slightly varying depth with a maximum of 77.5 cm at the center and is elastically fixed to the bridge's main girders and its ribs have a cut down or stepped area in the center into which the railway lines are located such that their top coincides with the roadway running plane so that both types of traffic can alternate without any problem.

Overhanging pedestrian foot walks (Fig. 6) with a tramex floor and light handrails with a tubular profile are fitted outside the large main beams joined to the main girders. Thus, these foot walks are totally separated from the wheeled traffic providing them with a feeling of protection and calmness when crossing the mouth and their users can take their time to watch the port's environment from that privileged position.

The bridge is structurally completed with the counterweights necessary to have the center of gravity of the overall masses of each bridge leaf located absolutely accurately on the axes of the gyration hinges so that the hydraulic system formed by the pistons which open and close the bridge offer no resistance other than the minimum friction of the said set of hinges. Naturally, wind and inertia forces, as well as exceptional fault situations in some elements, are the stresses that will actually comprise the major forces to be counteracted by the aforesaid piston operating system.

Each of the said counterweights weighs about 540 t and is formed (Fig. 7) by a

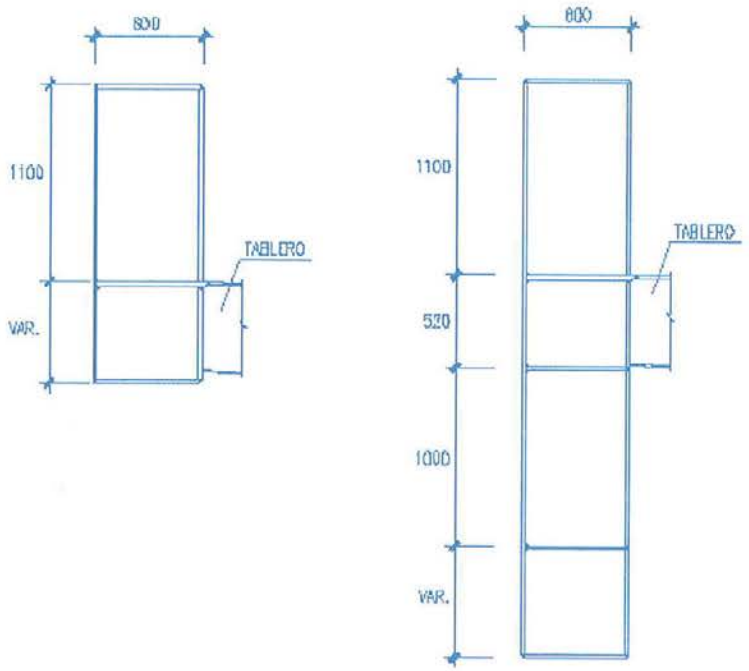


Fig. 4. Secciones tipo de viga cajón.
Fig. 4. Type cross section of a box girder.

- Dos piezas de tipo tirante: una dorsal y otra frontal, en relación al eje de las rótulas de giro, que se unen al dintel en la siguiente forma: la pieza dorsal en el extremo trasero y la frontal en un punto intermedio situado a 28,5 m de dicho eje; con lo cual queda una zona volada libre de 20,5 m.
- Una pieza de tipo biela inclinada que se une en su nudo superior con los correspondientes de las dos piezas tirante anteriormente descritas; y en el inferior con el dintel en un punto ideal coincidente, precisamente con el eje de las rótulas de cada hoja.

Todas estas piezas presentan una sección en cajón cerrado rectangular (Fig. 4) con un ancho constante de 0,60 m y cantos suavemente variables; rematándose todas ellas con cartelas curvas en las intersecciones de los nudos, para ofrecer en conjunto una sensación de suavidad en la transferencia de los esfuerzos.

Entre las dos vigas principales, separadas 8 m entre caras verticales exteriores –como espacio requerido para la calzada carretera y las defensas laterales, en las cuales se ubican diversas instalaciones del puente– se dispone un tablero metálico de tipo ortótropo (Fig. 5), con nervios trapeciales de canto ligeramente variable y valor máximo en el centro de 77,5 cm. Este tablero se empotra elásticamente en las piezas de los dinteles principales del puente y sus nervios presentan en la parte central una zona rehundida o escalonada, en la cual se sitúan los carriles de la vía férrea, de tal manera que su parte superior coincide con el plano de rodadura de la calzada carretera, de manera que ambos tráficos puedan alternarse sin ningún inconveniente.

Al exterior de las grandes vigas principales se disponen, unidas a los dinteles, sendas aceras peatonales voladas (Fig. 6), con suelo de tramex y ligeras barandillas de perfil tubular. Así, estas aceras quedan totalmente separadas del tráfico rodado, lo cual otorga a su uso una gran sensación de protección y tranquilidad a la hora de cruzar la bocana; pudiendo sus usuarios contemplar pausadamente el ambiente de puerto desde esta posición privilegiada.

Estructuralmente el puente se completa con las piezas de contrapeso, necesarias para lograr que los centros de gravedad del conjunto de las masas de cada hoja del puente se sitúen, con total precisión, en los ejes de las rótulas de giro, de mane-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

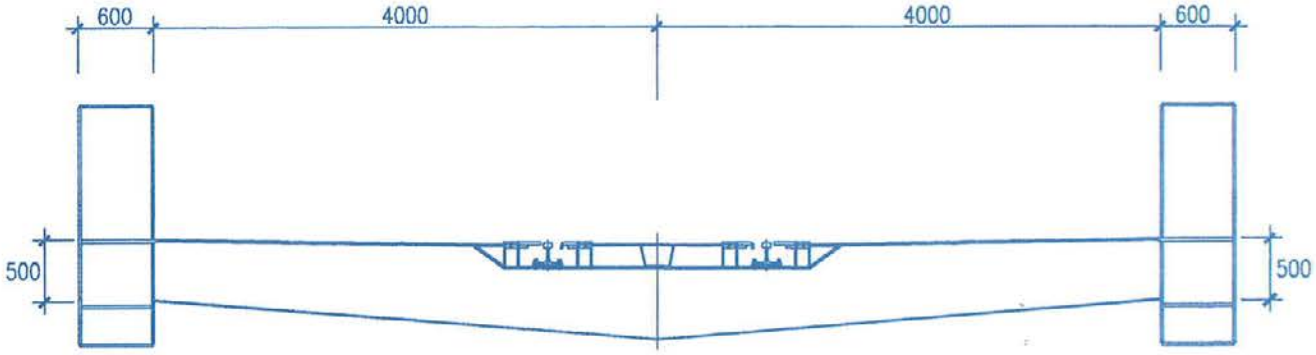


Fig. 5. Sección transversal del tablero.
Fig. 5. Deck cross section.

'Fig. 6. Vista de la acera.
Fig. 6. A view of the pedestrian foot walk.

ra que el sistema hidráulico constituido por los émbolos que llevan a cabo la apertura y cierre del puente no ofrezcan otra resistencia que el rozamiento, mínimo, de dicho conjunto de rótulas. Por supuesto las acciones de viento e inerciales, así como las situaciones excepcionales de avería de alguno de los elementos, son las solicitaciones que determinan realmente las importantes fuerzas a contrarrestar por el referido sistema de émbolos de maniobra.

Cada uno de los citados contrapesos presenta un peso de unas 580 t y está constituido (Fig. 7) por un doble tipo de vigas, armadas y de celosía, dispuestas cuidadosamente en direcciones longitudinales y transversales, que se sitúan en la zona de "culata" o dorsal de cada hoja, bajo la zona central del tablero entre vigas principales. Unido a este conjunto de vigas se sitúa un cierre exterior de chapa en los laterales y fondos; dentro del cual se incluye el verdadero lastre, constituido por un agregado de lingotes metálicos y un relleno final de mortero fluido que determina finalmente la rigidez monolítica de todo este conjunto.

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LOS RECINTOS-PILA

Los tramos dorsales de compensación en fase abierta y en las intermedias de cierre y apertura, contrapesos y maqui-

double type of beams, latticed and trussed, carefully arranged in longitudinal and transverse directions, which are located in the rear end or back of each leaf under the deck's center area between main beams. An outside sheet steel lining is located on the sides and bottoms, joined to this beam unit, inside which the true ballast is located, formed by a metal ingot aggregate and a final fill of grout which provides the monolithic rigidity to the whole unit.

MAIN CHARACTERISTICS OF THE PITS

The rear balancing span in the open phase and in the intermediate closing

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

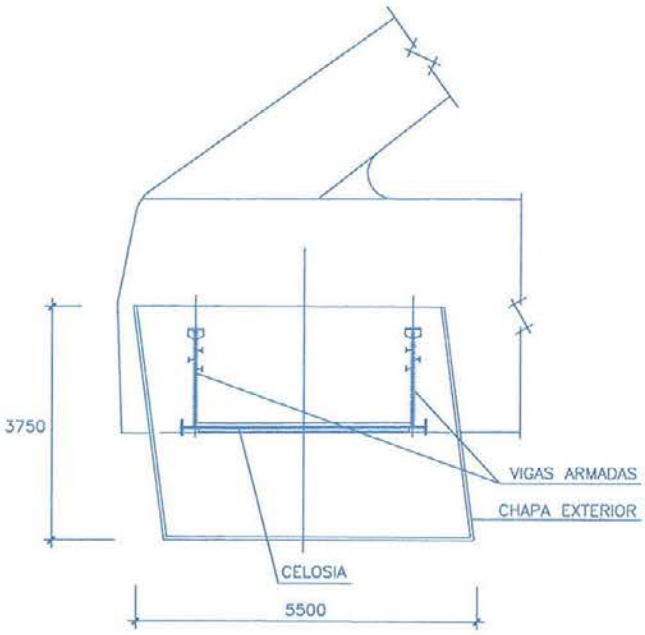


Fig. 7: Esquema de la estructura del contrapeso.
Fig. 7: Counterweight structure scheme.

naria de elevación se alojan en dos fosos con forma básicamente rectangular, dimensiones interiores en planta de 18,85 x 10,85 m y 13 m de profundidad. Dichos fosos están constituidos por pantallas de hormigón armado de 34 m de profundidad y un metro de espesor, coronadas a la cota +0,8 por una viga riostra, en forma de marco de 1 m de altura, que las acodala y da continuidad. La solera de los fosos está formada por una losa de hormigón armado de 2 m de espesor, situada a la cota –12,20 m, resistente a la subpresión y que arriostra las pantallas en fase definitiva.

Sobre la viga riostra apoyan las rótulas de giro, y se encuentran los alojamientos para los mecanismos de enclavamiento y topes laterales, constituyendo la cimentación del puente. Estos recintos se rematan en su parte superior con aceras y barandillas fijas correspondientes a los tramos de compensación del puente.

Geometría del foso

La geometría de los fosos viene condicionada por dos conjuntos de factores. Por un lado la geometría general de la obra, caracterizada principalmente por el trazado del ferrocarril, y por otro lado por las características particulares del tablero del puente.

Una vez conocida la cota de apoyo del tablero (+0,8), la luz de éste (98 metros),

and opening phases, counterweights and lifting equipment are housed in two basically rectangular shaped pits with inside plan dimensions of 18.85 x 10.85 m and 13 m deep. These pits are formed by reinforced concrete, 34 m deep slurry walls, one meter thick, crowned at level +0.8 with a brace beam in the shape of a 1 m high frame that stays them and gives continuity. The pit floors are formed by a 2m thick reinforced concrete slab, located at level –12,20 m, resistant to uplift pressure and shoring the slurry walls in the final phase

The gyration hinges are supported on the brace beam and there are housings for the interlocking mechanisms and side stops, forming the bridge's foundations. These enclosures are finished off at their top with foot walks and fixed handrails for the bridge's side spans.

Pit geometry

The pits' geometry is determined by two sets of factors. On the one hand, the work's general geometry, mainly characterized by the railway's alignment and, on the other, by the particular characteristics of the bridge deck.

Once the deck support level (+0.8), its span (98 meters), the length of the side spans (13.5 meters), the density of the counterweights (4.2 t/m^3) and their geometry (5 by 8 by 3.4 meters) are known, the geometry of the pit enclosures is almost defined. It only remains to define the geometry of accesses, clearances and auxiliary items such as stops, bolt ho usings and other construction items.

The geometry resulting for the pits, using the methodology outlined above, resulted in a pit whose theoretical plan dimensions basically correspond to an 18.85 by 10.80 meter rectangle. The second dimension is approximately the width of the deck's side span. These

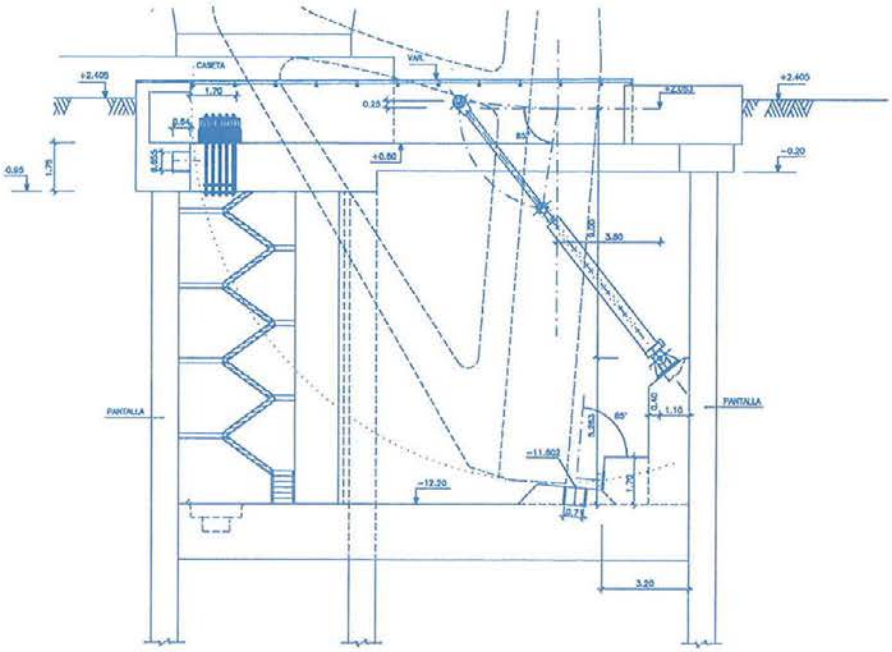


Fig. 8. Alzado del recinto-pila.
Fig. 8. Cross section of the pits.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

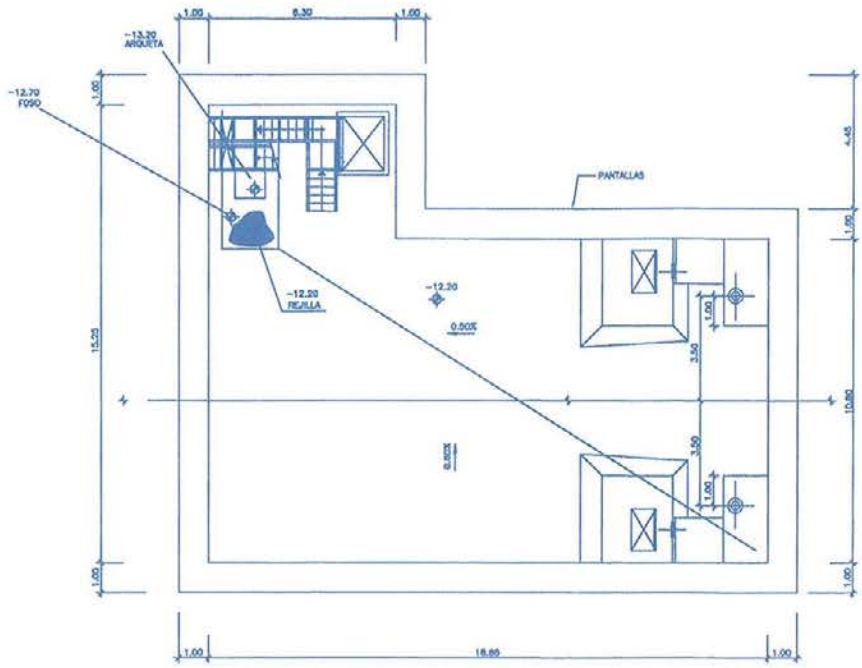


Fig. 9: Planta del recinto-pila.
Fig. 9. Plan of the pits.

la longitud de los vanos de compensación (13,5 metros), la densidad de los contrapesos (4,2 t/m^3) y su geometría (5 por 8 por 3,4 metros), queda casi definida la geometría de los recintos de los fosos. Sólo queda por definir la geometría de los accesos, holguras, y elementos auxiliares, tales como topes, alojamientos de cerrojos, y otros elementos constructivos.

La geometría resultante para los fosos, siguiendo la metodología arriba esbozada dio como resultado un foso cuyas dimensiones teóricas en planta corresponden básicamente a un rectángulo de 18,85 por 10,80 metros, correspondiendo la segunda dimensión aproximadamente al ancho del vano de compensación del tablero. Estas dimensiones incluyen una holgura de cierta magnitud dada la dificultad de la ejecución de las pantallas de hormigón armado que constituyen las paredes del foso y la necesidad de proveer espacio para el equipo hidráulico de accionamiento del puente. La viga riostra de las pantallas presenta en planta unas dimensiones interiores similares a las anteriores pero holguras mas ajustadas, 18,05 x 9,3 metros.

La cota superior de la viga riostra es la +0,80 y su espesor es de 1,00 metros, variando la cota del agua entre a +0,4 y la –0,1. Se adoptó como criterio limitar la cota inferior de la viga riostra a la –0,2 para minimizar la influencia de la marea durante su ejecución.

En cuanto a la cota inferior del foso, ésta viene definida por la geometría del vano de compensación del tablero y su contrapeso. La cota superior de la solera es la -12,20, lo que implica una fuerte carga de agua. La altura libre del foso entre la viga riostra y su solera es de 13 metros.

Por encima de la viga de borde, y siguiendo su perímetro exterior, usando los tres metros de ancho de la viga riostra para proporcionar un sobreancho, se dispone un muro perimetral, compartido en parte con las salas de maquinaria y control, que cubre el desnivel existente entre la viga riostra y la cota de coronación del recinto (+3,0), que coincide sensiblemente con la cota inferior de las aceras del tablero.

Adosada a una de las esquinas del foso se ha dispuesto una ampliación de éste de forma rectangular y dimensiones 6,30 por 4,45 metros, en la que se disponen accesos y servicios.

Para garantizar la protección del puente frente a impacto accidental de buques, además de los sistemas propios de defensa de los muelles, se ha optado por separar los fosos del muelle unos 0,90 metros (Figura 10).

dimensions include a clearance of a certain size given the difficulty in constructing the reinforced concrete slurry walls forming the pit walls and the need to provide space for the hydraulic bridge operating equipment. The slurry walls' brace beam displays inside plan dimensions similar to the foregoing but tighter clearances, 18.05 x 9.3 meters.

The brace beam's top level is +0.80 and it is 1.00 meter thick. The water level varies between +0.4 and–0.1. The criterion adopted was to limit the brace beam's bottom level to –0.2 to minimize the tide's influence whilst being built.

The pit's bottom level is defined by the deck side span's geometry and its counterweight. The floor's top level is –12.20, which implies a heavy head of water. The pit's clear height between the brace beam and its floor is 13 meters.

A perimeter wall is located above the edge beam and following its outside perimeter, using the three meters width of the brace beam to provide an extra width. This perimeter wall is partially shared with the machine and control room which covers the difference in level existing between the brace beam and the enclosure's crowning level (+3.0), which noticeably coincide with the bottom level of the deck's foot walks.

A rectangular shaped pit extension was made attached to one corner of the pit with dimensions of 6.30 by 4.45 meters, in which accesses and utilities are located.

It was decided to separate the pits from the quay some 0.90 meters to guarantee the bridge's protection against accidental collisions with vessels, apart from the typical quay fender systems (Fig. 10).

Ground conditioning factors

There are four clearly differentiated areas in the ground area affecting the pits. Following the order in which they appear from least to most depth, these areas may be classed as:

- *Top area some 12 meters thick, formed by an old breakwater plus subsequent fills. This area is excavated before constructing the maritime*

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

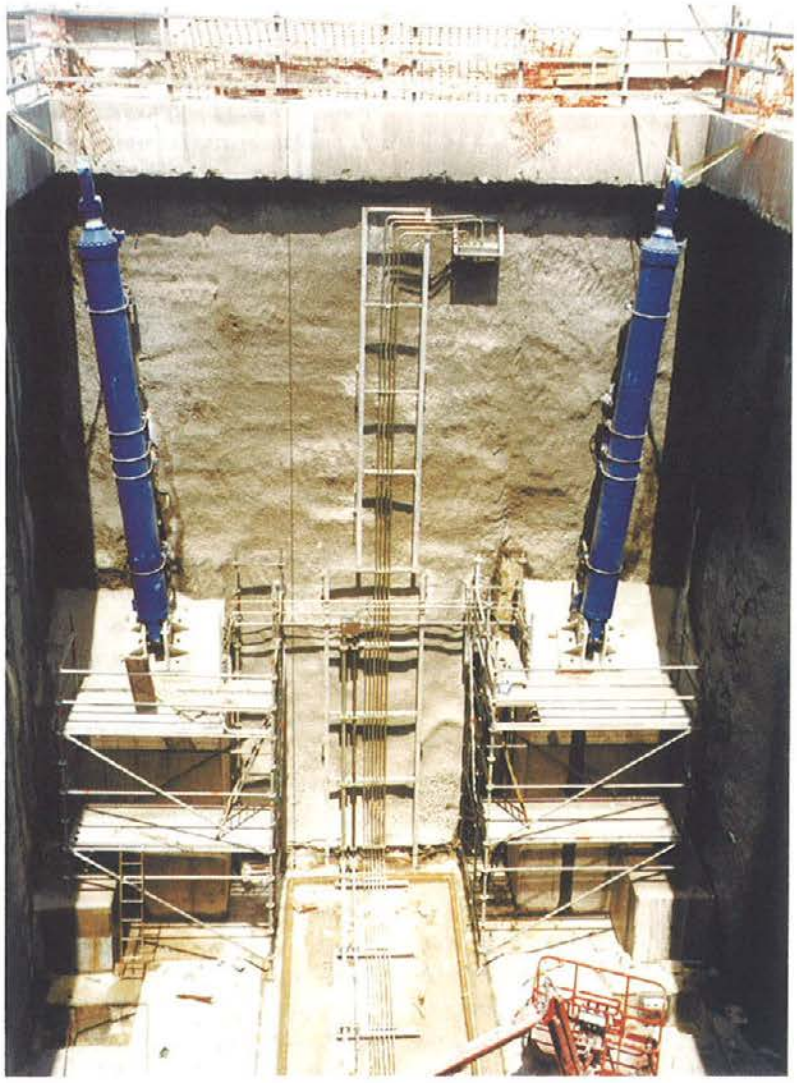


Fig. 10: Vista interior del recinto-pila.
Fig. 10. View of the pit.

work and replaced by borrow material once the latter is finished. This replacement is made over the whole pit plan and the borrow material must contain enough fines to make construction of the slurry walls possible.

- *Area under the breakwater of about 6 meters thick formed by gravel and sand.*
- *Layer of clay 12 meters thick which had to be reached to ensure impermeability during the pit's construction.*
- *Bottom layers formed by gravel and sand with good bearing capacity.*

The minimum slurry wall depths must ensure their bearing capacity and sufficient impermeability to allow for the pit's construction. These two conditions determine the depth of the slurry walls that far exceed 30 meters entering the bottom layer of gravel and sand.

Intermediate stages to be considered during construction

Starting with the final pit condition, with thirteen meters clear height between brace beam and floor, and a water column practically equal to the clear height, a need is seen to use one meter thick, heavily reinforced slurry walls and to design the brace beam prestressed.

Phases are used which create loads similar to the final one and the least possible to define the construction phases and take advantage of the slurry walls' bearing capacity. The following construction phases are therefore agreed to:

Condicionantes del terreno

Existen cuatro zonas claramente diferenciadas en la zona del terreno que afecta a los pozos. Siguiendo el orden en que aparecen de menor a mayor profundidad, estas zonas pueden ser clasificadas como:

- Zona superior, de unos 12 metros de espesor, formada por el dique de abrigo antiguo más rellenos posteriores. Esta zona es excavada antes de la realización de la obra marítima y sustituida por material de préstamo una vez finalizada ésta. Esta sustitución se realiza en toda la planta de los fosos y el material de préstamo debe contener suficientes finos para posibilitar la ejecución de las pantallas.
- Zona bajo el dique, de unos 6 metros de espesor formada por gravas y arenas.
- Capa de arcilla de 12 metros de potencia, a la que es necesario llegar para asegurar impermeabilidad durante la ejecución del foso.
- Capas inferiores formadas por gravas y arenas con buena capacidad portante.

La profundidad mínima de las pantallas debe asegurar la capacidad portante de éstas y la suficiente impermeabilidad para que sea posible la ejecución del foso. Estas dos condiciones determinan la profundidad de las pantallas, que superan ampliamente los 30 metros de profundidad entrando en la capa inferior de gravas y arenas.

Estados intermedios a considerar durante la ejecución

Partiendo del estado final del foso, con trece metros de altura libre entre viga riostra y solera, y una columna de agua prácticamente igual a la altura libre, se ve la necesidad de usar pantallas de un metro de espesor, fuertemente armadas, y diseñar la viga riostra pretensada.

Para definir las fases de ejecución y aprovechar la capacidad portante de las pantallas se disponen fases que creen cargas similares a la final y lo menor

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

posibles. Para ello se acuerdan las siguientes fases constructivas:

- Una vez ejecutadas las pantallas y la viga riostra correspondiente se procede a excavar los primeros 4 metros del foso. Los esfuerzos que se producen son netamente inferiores a los de diseño.
- A partir de esta profundidad se llena el foso de agua para, a continuación, seguir excavando manteniendo siempre el nivel de agua del foso para contrarrestar las presiones hidráulicas exteriores. Se profundiza hasta 2,80 metros por debajo de la cota superior de solera. Al estar el foso inundado este estado de carga no es determinante.
- Se hormigona un tapón de hormigón sumergido de 0,80 metros de espesor, traspasado por "lanzas" dren a fin de posibilitar la entrada del agua a voluntad. Siempre manteniendo el nivel de agua dentro del foso sensiblemente igual al exterior y enrasando el tapón de hormigón sumergido mediante la actuación de hombres rana. Esta fase proporciona un codal inferior que acerca el esquema estructural del foso a su estado final.
- Achique del agua del foso y mantenimiento del bombeo durante las fases posteriores, a fin de evitar el aumento de la subpresión bajo el tapón de hormigón.
- Ejecución de la solera de fondo de dos metros de espesor, manteniendo el achique hasta que el hormigón de la solera haya adquirido la resistencia necesaria.
- Parada del sistema de bombeo y sellado de los drenes.

Con estas fases consideradas para el diseño de los fosos se consiguió optimizar el refuerzo de las pantallas, a la vez que se garantizaba la seguridad durante la construcción.

Otros elementos

Otros elementos a tener en cuenta, e incluidos en el diseño, son:

- Sistema de drenaje permanente del foso.
- Elementos para apoyo de las rótulas del tablero.
- Elementos de anclaje de los cilindros hidráulicos principales y alojamientos para los cerrojos traseros de las hojas del puente, tanto en posición abierta (en el fondo de la solera) como cerrada (en la viga riostra), así como topes inferiores para posición de tablero abierto.
- Previsión del anclaje de los elementos metálicos que conforman los topes del tablero en posición cerrada para resistir las fuerzas ascendentes.
- Tuberías submarinas para la interconexión de los elementos de potencia y mando de ambas hojas del tablero.
- Un cierto número de estructuras auxiliares y secundarias.

SISTEMAS ESPECIALES DE MOVILIDAD Y FIJACIÓN

El sistema estructural antes citado se completa con un conjunto de importantes sistemas mecánicos, necesarios para lograr las condiciones de giro, continuidad y fijación necesarias en las diversas fases de la funcionalidad de la obra. Básicamente dichos sistemas son:

- Dos parejas de rótulas de gran capacidad constituidas por cojinetes deslizantes esféricos con superficies de bronce e inserción autoengrasante con lubricante sólido, que hacen prácticamente innecesario su mantenimiento.

  Los ejes de estas rótulas se sitúan atravesando las dos almas de las vigas cajón de los dinteles principales, creándose un par de fuerzas verticales sobre dichas almas (externa e interna) de cada viga cajón, para compensar la flexión originada por la excentricidad producida por las cargas verticales que las rótulas situadas en el exterior de dichas vigas provocan. Las flexiones transversales así provocadas, se recogen mediante una viga cajón que une ambos dinteles y con su eje situado en prolongación de los ejes de las rótulas (Fig. 11).

- *Once the slurry walls and pertinent brace beam are built, the first 4 meters of the pit are excavated. The stresses occurring are far below the design ones.*
- *As from this depth, the pit is filled with water to then continue excavating whilst always keeping the water level in the pit to counteract outside hydraulic pressures. Excavation is made to 2.80 meters below the floor's top level. With the pit flooded, this load case is not a determining factor.*
- *A submerged 0.80 meter thick concrete plug is concreted, at the time vertical drain pipes crossing this plug are installed in order to facilitate water entering at will later on, always maintaining the water level in the pit noticeably equal to the outside using frogmen to keep the submerged concrete plug flush. This phase provides a bottom prop that brings the pit's structural scheme closer to its final status.*
- *Pumping water out of the pit and keeping pumping during subsequent phases to prevent uplift pressure under the concrete plug from increasing.*
- *Making the two-meter thick bottom floor, continuing pumping out until the floor's concrete has acquired the strength necessary.*
- *Stopping the pumping system and sealing the drains*

The reinforcement of the slurry walls was achieved with these phases considered for designing the pits whilst at once safety during construction was guaranteed.

Other items

- *Other items to be borne in mind and included in the design are:*
- *Permanent pit dewatering system.*
- *Items for supporting the deck's hinges.*
- *Anchorage items of the main hydraulic cylinders and housing for the bridge leaves' rear locks both in*

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

the open (at the bottom of the floor) and closed (at the brace beam) positions, as well as the bottom stops for the open deck position.

- *Provision of the anchorage for the auxiliary steel structure to take the deck's ascending forces in the closed position.*
- *Undersea pipes for interconnecting the power and control elements of both deck leaves.*
- *A certain number of auxiliary and secondary structures.*

SPECIAL MOVING AND FIXED SYSTEMS

The aforesaid structural system is completed with a set of important mechanical systems, necessary to achieve rotation, continuity and securing conditions necessary in the various work operating phases. These systems are basically:

- *Two pairs of large capacity hinges formed by sliding spherical bearings with bronze surfaces and self-lubricating insert with a solid lubricant, making maintenance practically unnecessary.*

  The axes of these hinges are located crossing the two box beam webs of the main girders, with a pair of vertical forces being created on these webs (external and internal) of each box beam, to offset the bending caused by the eccentricity produced by the vertical loads that the hinges located outside these beams cause. The cross bending thus caused is collected by means of a cross box beam joining both main girders with its axis located in the extension to the hinge axes (Fig. 11).

- *As was stated earlier, the forces necessary for movements are applied in each leaf by two large pistons (Fig. 12) which are anchored inside the rear area of the decks on the one hand and on the other, in the front wall of the machinery pit enclosure so that the pistons are never seen from the outside at any time.*

- *In addition, the pistons are thus held back in the most frequent position of bridge open, which favors their maintenance.*

- *The bridge's central interlocking displays two systems:*

  – *On the one hand, the structural interlocking of the box beams of the main girders of both leaves (Fig. 13), formed by a large lock which is inserted in the middle of a dual system of top and bottom gyrating axes, joined to the webs of these beams.*

    As this is a railway bridge, the specific peculiarity of this interlocking consists in the fact of not only having to rigidly connect both leaves preventing vertical differential movements and resisting the shear stress that this produces in the crown but

- Como ha quedado dicho, las fuerzas necesarias para los movimientos son aplicadas, en cada hoja, por dos grandes émbolos (Fig. 12) que se anclan en el interior de la zona dorsal de los dinteles, por una parte; y por otra en la pared frontal del recinto del foso de maquinaria, de manera que en ningún momento los émbolos quedan vistos al exterior.

  Además, de esta manera, en la posición más frecuente de puente abierto los émbolos quedan recogidos, lo cual favorece su mantenimiento.

- El enclavamiento central del puente, presenta dos sistemas:

  – Por un lado, el enclavamiento estructural de las vigas cajón de los dinteles de ambas hojas

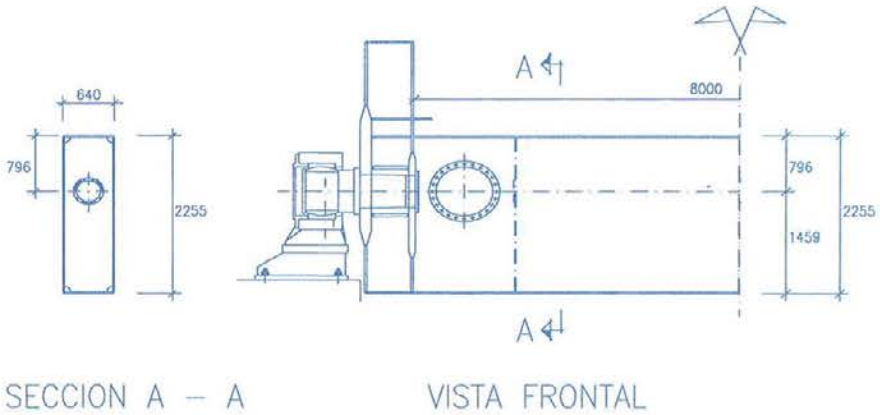


Fig. 11: Esquema de rótulas y viga transversal del eje.
Fig. 11. Hinge and axes beam scheme.

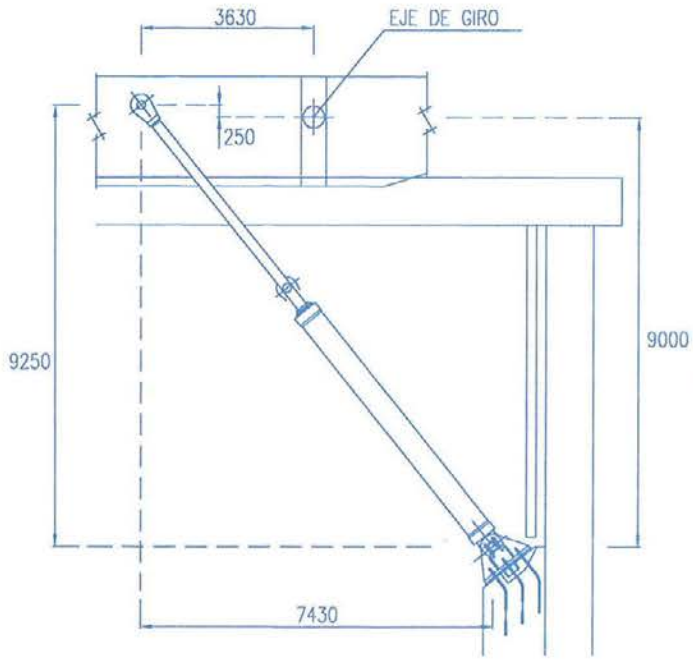


Fig. 12: Definición de émbolo principal.
Fig. 12. Main pistons definition.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

(Fig. 13), formado por un gran cerrojo que se inserta en medio de un doble sistema de ejes giratorios superiores e inferiores, unidos a las almas de dichas vigas.

La peculiaridad específica de este enclavamiento, al tratarse de un puente para ferrocarril, consiste en el hecho de no sólo tener que solidarizar ambas hojas, evitando los movimientos diferenciales verticales y resistiendo el cortante que ello produzca en clave, sino que dicho cerrojo debe proporcionar una continuidad de empotramiento elástico que reduzca al mínimo posible la discontinuidad angular entre las hojas, de forma que no se produzcan puntos angulosos al paso de las cargas ferroviarias de una a otra hoja.

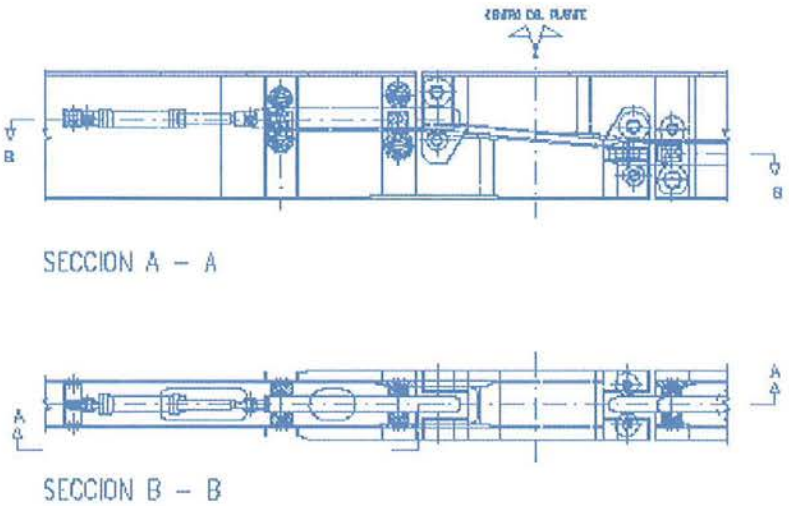
Así pues, la misión más importante de este enclavamiento en clave es la de reducir todo lo posible el giro diferencial entre ambos semipuentes bajo las acciones del ferrocarril, y no en reducir las flexiones negativas en apoyos, por la referida continuidad parcial de momentos en clave.

– Por otro lado, los enclavamientos de los propios carriles, diseñados como pasadores entre los extremos de los mismos y que se insertan en ellos para garantizar, análogamente a lo dicho para las vigas, una transición suave de la rodadura ferroviaria en la junta que separa ambas hojas, sin discontinuidades verticales o angulares.

- Los enclavamientos dorsales que fijan el tablero de manera rígida en las posiciones abierta y cerrada (Fig. 14), están constituidos -al igual que el de clave- por grandes cerrojos de acero templado y revenido de alta resistencia, accionados mediante cilindros hidráulicos.

Dichas fijaciones se realizan sobre la viga riostra del foso del recinto de maquinaria para la posición cerrada y sobre la solera de dicho recinto para la posición abierta.

Todos los cilindros hidráulicos que accionan los mecanismos descritos anteriormente son alimentados con aceite a presión por cuatro bombas de 40 kW accionadas por motores eléctri-



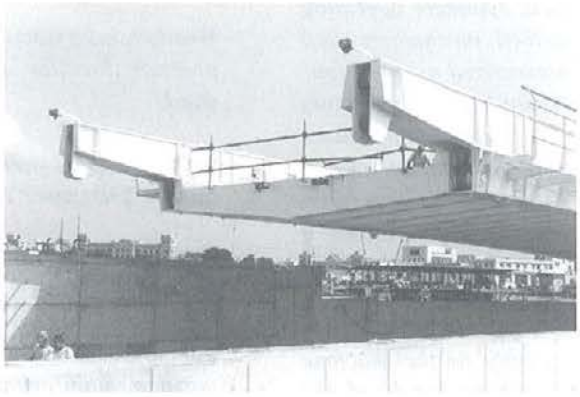


Fig. 13. Enclavamiento central de continuidad de vigas.
Fig. 13. Midspan lock.

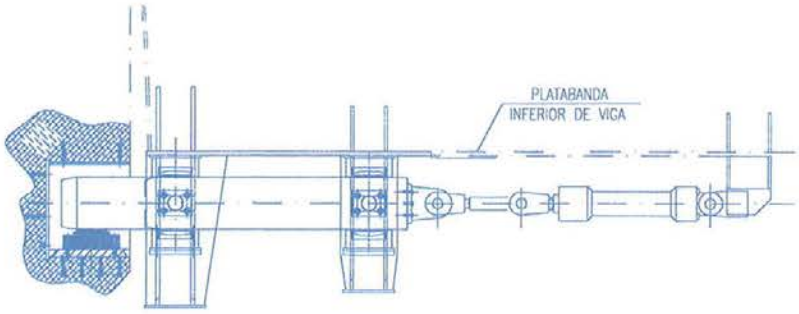


Fig. 14. Enclavamientos dorsales.
Fig. 14. Rear locks.

also of this lock having to provide an elastic fixation providing continuity which will reduce the angular discontinuity between leaves to the minimum possible so that no angular points occur when railway loads are passing from one leaf to the other.

Thus, the most important mission of this midspan lock is to reduce the differential gyration between leaves under the railway forces to a minimum and not in reducing the negative bending at supports because of the said partial continuity of moments at the crown.

– *Moreover, the interlockings of the rails themselves, designed as pins between their ends which are inserted in them to guarantee a gentle transition at the joint separating both levels for the railway running surface with no vertical or angular discontinui-*

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ties, in a similar fashion to what was said for the beams.

- *The rear interlockings that secure the deck rigidly in the open and closed positions (Fig. 14), are formed - the same as the crown one - by large, high strength, drawn, tempered steel hydraulic cylinder operated locks.*

  These fixings are made on the machinery enclosure pit's brace beam for the closed position and on the floor of that enclosure for the open position.

All the hydraulic cylinders operating the above described mechanisms are supplied with pressurized oil from four 40 kW pumps driven by electric motors installed in each of the machine rooms attached to each of the bridge leaves. A 3000-liter oil tank accompanies each quadruple group of pumps. Should a pump or motor fail, the bridge can still operate with the remaining ones.

The electric supply to the machine rooms that accompany each of the leaves is made from the transformer centers located on the transverse Levante and Poniente quays and, in addition, undersea cables connect the two machine rooms.

Should the electric supply fail, the bridge will still operate from an emergency electric generator located in the Poniente leaf's machine room. There is a motor driven diesel pump set for low speed, manual operation of the bridge for the event whereby an electric supply failure is accompanied by a simultaneous fault in the generator set.

The bridge takes 2 minutes to open and 3 minutes to close so the overall operating time including de-interlockings and interlockings is approximately 5 minutes.

CONTROL AND COMMAND SYSTEMS

All drives are commanded by a programmable process controller (PLC) fitted with a dual CPU and high availability software "Software Redundancy" which transmits orders to the electro valves which order the opening and closing of the different cylinders and to the maritime and land based traffic signaling system.

The PLC is connected to the main command post located in the Control Tower over the Poniente machine Room, and to three auxiliary command posts located in the Emergency Control Center, in the Harbor Master's Office and in the Harbor's Authority center.

The bridge may be automatically or manually operated. Its operations are ordered through a PC, Windows NT operating system. The following data is received in it:

- *Weather information, temperature, pressure direction and speed of the wind.*
- *Current supply status. Voltage, frequency and power consumed.*
- *Pressure and temperature of the hydraulic circuits.*
- *Indication of the traffic signaling position, main cylinders, interlockings, stops, status and angle of leaf opening, detected by end of run switches and sensors.*
- *Indication of failures and faults*
- *Load supported on the main hinges, interlocking bolts and main cylinders.*

Should any of these indications be outside the range allowed, the bridge operation is immediately stopped and may only continue after an order from the operator.

The bridge operator receives images from 4 video cameras to verify that there is no traffic on the bridge before ordering the opening operation, as well as for proper mechanism operation.

STRUCTURE ANALYSIS

Apart from the analyses of the main beams under the enveloping stresses of both systems of service loads and those for static and dynamic wind values, force of inertia, etc., whose enveloping values are shown in table A. Another of

cos que se encuentran instaladas en cada una de las salas de máquinas adosadas a cada una de las hojas del puente. Cada grupo cuádruple de bombas se acompaña de un depósito de aceite de 3000 litros. En caso de fallo de alguna bomba o motor se puede seguir operando el puente con las restantes.

El suministro eléctrico a las salas de máquinas que acompañan a cada una de las hojas se realiza desde sendos centros de transformación situados en los muelles transversales de Levante y de Poniente, además cables submarinos realizan la conexión ente las dos salas de máquinas.

En caso de fallo del suministro eléctrico el puente puede seguir operando mediante un generador eléctrico de emergencia situado en la sala de máquinas de la hoja de Poniente. Para caso de fallo del suministro eléctrico y avería simultánea del grupo electrógeno se dispone en cada una de las salas de máquinas de un grupo motobomba diesel para accionamiento manual del puente a baja velocidad.

El tiempo de apertura del puente es de 2 minutos y de cierre de 3 min. resultando un tiempo total de maniobras incluyendo desenclavamientos y enclavamientos de aproximadamente 5 min.

SISTEMAS DE MANDO Y CONTROL

El mando de todos los accionamientos se realiza mediante un controlador programable de proceso (PLC), provisto de doble CPU y de un software de alta disponibilidad "Software Redundance" que transmite las órdenes a las electroválvulas que comandan la apertura y cierre de los distintos cilindros, y al sistema de señalización marítima y terrestre.

El PLC está conectado al puesto de mando principal situado en la Torre de Control sobre la sala de máquinas de Poniente, y a tres puestos de mando auxiliares situados en el Centro de Control de Emergencias, en Capitanía Marítima y en el retén de Guardamuelles.

El accionamiento del puente puede ser automático y manual. Sus maniobras se ordenan a través de un PC, sistema operativo Windows NT. En el se reciben los siguientes datos:

- Datos meteorológicos, temperatura, presión, dirección y velocidad del viento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

- Estado de suministro de corriente. Voltaje, frecuencia y potencia consumida.
- Presión y temperatura de los circuitos hidráulicos.
- Indicación de la posición de la señalización, cilindros principales, enclavamientos, topes, estado y ángulo de apertura de las hojas, detectados mediante interruptores fin de carrera y sensores.
- Indicación de fallos y averías.
- Carga soportada en las rótulas principales, cerrojos de enclavamiento y cilindros principales.

En caso de que cualquiera de estas indicaciones esté fuera del rango permitido se para automáticamente la maniobra del puente, que se podrá continuar después de una orden del operador.

the most important controls involved a study of the orthotropic deck, as far as optimization of the ribs and top metal sheet were concerned as a function of spacing, with the dimensions and values shown in figure 15 being worked out.

Other relevant data may be the maximum stresses in the midspan and end interlockings that are given below. (Table A)

CUADRO A (Envolvente global mayorada (una viga)
TABLE A *Global design envelope (one girder)*

	Axil Mayorado ***Design Axial Force*** **(t)**	**Momento flector mayorado** ***Desing Bending Moment*** **(mt)**
DINTEL ***MAIN GIRDER***		
• Nudo con tirante dorsal *Joint with rear stay*	–3542	498
• Nudo con biela inclinada lado dorsal *Joint with inclined strut ar rear side*	–1500	2225
• Nudo con biela inclinada lado frontal *Joint with inclined strut at front side*	–1309	1714
• Nudo con tirante frontal *Joint with front stay*	–1235	208
• Zona de arranque de ménsula *Start of cantilever*	29	–3386
• Zona de clave *Midspan*	0,0	696
TIRANTE DORSAL ***FEAR STAY***		
• Nudo inferior *Lower joint*	1855	488
• Nudo superior *Upper joint*	–1855	43
TIRANTE FRONTAL ***FRONT STAY***		
• Nudo inferior *Lower joint*	1315	562
• Nudo superior *Upper joint*	1315	127
BIELA INCLINADA ***INCLINED DTRUT***		
• Nudo inferior *Lower joint*	–1640	237
• Nudo superior *Upper joint*	–1640	169

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

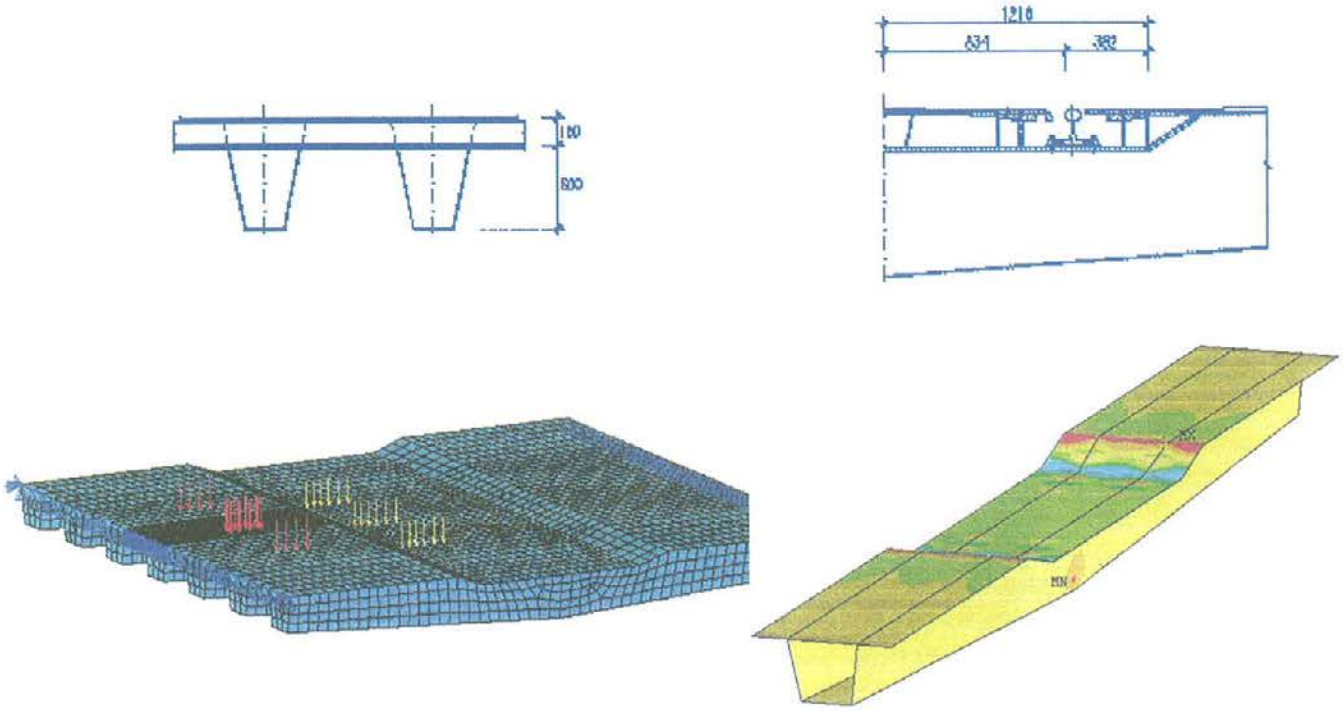


Fig. 15: Tablero ortótropo.
Fig. 15: Orthotropic deck.

Bridge in closed deck position

- *Reaction per hinge (two hinges per gyration axis):*

  Vertical force under permanent load (characteristic value) 540 *t/hinge*

  Maximum vertical reaction (design value): 2326 *t/hinge*

  Maximum horizontal longitudinal reaction (design value): 189 *t/hinge*

  Maximum horizontal transversal reaction (design value): 145 *t/hinge*

- *Maximum reaction at rear lock:*

  Upward vertical reaction: (design value): 1151 *t*

  Downward vertical reaction: (design value): 89 *t*

- *Maximum reaction at midspan continuity lock roller (design value):* 279 *t/roller*

- *Maximum displacements at midspan due to live load:*

  – *Vertical displacement* 16,4 *cm = L/600*

  – *Rotation of central points* 5281 10^{-6} *rad*

  – *Total relative rotation* 10562 10^{-6} *rad*

Bridge in open deck position

- *Maximum reaction at rear lock: (design value):* 263 *t*

  Maximum horizontal longitudinal reaction at rotation hinges (design value): 412 *t/hinge*

- *Main vibration frequency (vertical bending):* 2,2 *Hz*

In addition, the following situations were considered in accordance with the special requirements of safety conditions:

– *Failure in a piston with the rest having to face up to the maximum wind stresses.*

– *Failure in any of the rear or midspan interlockings.*

– *Situation of maximum wind combined with the opening or closing operation conditions.*

Safety systems were also developed and undertaken relating to the following:

– *Railway stops buried under the grade in access areas, which are raised in the open position, to prevent*

El operador del puente recibe imágenes desde 4 cámaras de video para verificar la ausencia de tráfico en el puente antes de ordenar la maniobra de apertura, así como el correcto funcionamiento de los mecanismos.

ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

Se llevaron a cabo los análisis de las vigas principales bajo las solicitaciones envolventes de ambos sistemas de cargas de uso y las correspondientes a los valores estáticos y dinámicos del viento, térmicos, fuerza de inercia, etc., cuyos valores envolventes principales mayorados se reflejan en el Cuadro A. Otro de los controles más importantes correspondió al estudio del tablero ortótropo, en lo relativo a la optimización de los nervios y chapa superior en función del espaciamiento, deduciéndose las dimensiones y valores que se exponen en la Fig. 15.

Otros datos relevantes pueden ser las solicitaciones máximas en los enclavamientos de clave y extremos, que se indican seguidamente (Cuadro A).

Puente en posición cerrada

- Reacciones en un rótula del eje de giro (dos rótulas por eje):

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Vertical en situación de carga permanente (valor característico): 540 t/rótula

Reacción vertical máxima (valor mayorado): 2326 t/rótula

Reacción horizontal longitudinal máxima (valor mayorado): 189 t/rótula

Reacción horizontal transversal máxima (valor mayorado): 145 t/rótula

- Reacción máxima en el bloqueo dorsal:

  Reacción vertical hacia arriba: (valor mayorado): 1151 t

  Reacción vertical hacia abajo: (valor mayorado): 89 t

- Reacciones máximas en rodillos de dispositivo central de continuidad (valor mayorado): 279 t/rodillo

- Movimientos máximos en clave debidos a la sobrecarga de uso:

  – Flecha 16,4 cm = L/600

  – Giro de los puntos centrales 5281 10^{-6} rad

  – Rotación total relativa 10562 10^{-6} rad

Puente en posición abierta

- Reacción máxima en el enclavamiento dorsal (valor mayorado): 263 t

- Reacción máxima horizontal longitudinal en rótulas del eje de giro (valor mayorado): 412 t/rótula

- Frecuencia propia de vibración (flexión vertical): 2,2 Hz

Además, y de acuerdo con los especiales requerimientos de las condiciones de seguridad en situaciones excepcionales, se consideraron las siguientes situaciones:

– Fallo en un émbolo, debiendo el restante hacer frente a solicitaciones máximas de viento.

– Fallo de uno cualquiera de los enclavamientos, dorsales o de clave.

– Situación de máximo viento combinada con las condiciones de operación de apertura o cierre.

También fueron desarrollados y realizados sistemas de seguridad relativos a:

– Topes de ferrocarril enterrados bajo la rasante en las zonas de acceso, que se elevan en posición abierta, para evitar un ocasional acceso de trenes por fallo humano o del material móvil.

– Motores diesel de emergencia.

– Sistemas de señalización sobre el puente y en los accesos para regulación de los tráficos terrestre y marítimo.

PROCESO CONSTRUCTIVO

En las grandes obras el proceso constructivo suele ser un aspecto de enorme relevancia en la garantía y compromiso de alcanzar todos los objetivos de plazo, economía y seguridad exigidos.

En el presente caso, las características de la disposición de la obra permitieron la elección de un proceso de empuje por rodadura, desde cada orilla, de cada una de las dos hojas del puente, totalmente terminadas, en la zona del muelle correspondiente. Esta circunstancia permite un perfecto acabado y garantía de la calidad de su realización al ser fácil y plenamente accesibles la totalidad de las zonas de la estructura, y permite reducir al mínimo las interferencias con el tráfico marítimo.

En paralelo, además, se llevaron a cabo los trabajos de realización de los grandes fosos y la colocación de toda la maquinaria, de forma que esta actuación simultánea facilita enormemente la reducción de los plazos de ejecución.

Restitución de Muelles

La obra comienza con la restitución de un tramo de ambos muelles transversales, Levante y Poniente, para poder ajustar al máximo la posición de los recintos de maquinaria al muro frontal de los muelles y a la vez ejecutar un muro mucho más monolítico que prote-

an accidental access of trains due to human or rolling stock failure.

– *Emergency diesel engines.*

– *Traffic signaling systems on the bridge and on the accesses for regulating land and sea traffic.*

CONSTRUCTION PROCESS

The construction process in large construction works is usually of enormous importance in the guarantee and commitment to achieve all targets as regards the term, economy and safety required.

In this case here, the characteristics of the site layout allowed for launching process from each bank to be chosen for each of the two bridge leaves totally finished in the pertinent quay area. This circumstance allowed for a perfect finish and guarantee of quality in the undertaking as the whole of the areas of the structure were easy and fully accessible allowing interference with maritime traffic to be reduced to a minimum.

At the same time, work involving the large pits and placing of all machinery was also undertaken and working in parallel like this enormously aided in reducing the construction terms.

Restitution of Quays

Work commenced by restoring a stretch of both transverse quays, Levante and Poniente, to be able to adjust the position of the machinery enclosures to the front quay wall to a maximum and at once build a more monolithic wall to protect the bridge from an accidental collision with a vessel hitting that wall.

The block walls existing are therefore to be demolished using floating and land based equipment and new quay wall alignments formed.

This concrete wall consists in two precast block lines (outer and inner) and filling the space between these block alignments with submerged concrete. A reinforced concrete crown superstructure was built on the wall.

The extrados material and pertinent general fill are being poured as the wall is being built.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Fig. 16: Hormigonado muro muelle.
Fig. 16. Concreting the quays walls.

The maritime work also includes laying five undersea, high density, polyethylene pipes to take the supply and control cables connecting the machine rooms located in both transversal quays, Levante and Poniente, which are covered with submerged concrete and buried in a previously dredged trench.

Pit Building

After remodeling both quays, we then build the two pits for housing the rear end of the bridge with its counterweight and the lifting machinery.

The process used for building these pits consisted in the following phases:

- *Preparation of the ground and building the guide walls.*
- *Pre-excavation of the enclosure perimeters by bentonite-cement slurry wall modules to level -16 m. This was necessary because of the ground's low consistency and pouring was carried out very little in*

Fig. 17: Tendido tubería submarina.
Fig. 17. Laying undersea pipes.

ja el puente de un impacto accidental de un barco en dicho muro.

Para ello hay que demoler los muros de bloques existentes con medios flotantes y terrestres, y formar unas nuevas alineaciones del muro de muelle.

Dicho muro de hormigón consiste en dos líneas de bloques prefabricados (exterior e interior), y rellenando el espacio entre dichas alineaciones de bloques con hormigón sumergido. Sobre el muro se ejecuta una superestructura de coronación de hormigón armado.

Según se va ejecutando el muro se vierte el material de trasdós y el relleno general correspondiente.

La obra marítima también incluye el tendido de cinco tuberías submarinas de polietileno de alta densidad, para conducir los cables de alimentación y control que conectan las salas de máquinas situadas en ambos transversales Levante y Poniente, que se recubren de hormigón sumergido y enterradas en una zanja previamente dragada.

Ejecución de Recintos-Pila

Después de la remodelación de ambos muelles pasamos a construir los dos fosos para el alojamiento del extremo dorsal del Puente con su contrapeso, y la maquinaria de elevación.

El proceso de ejecución de dichos fosos consta de las siguientes fases:

- Acondicionamiento del terreno y ejecución de muretes guía.
- Pre-excavación del perímetro de los recintos mediante módulos pantalla de bentonita-cemento hasta la cota -16 m. Esto fue necesario debido a la escasa consistencia del terreno, vertido con muy poca antelación a la ejecución de las pantallas y a la vez evitar fugas de dichos lodos a través de la banqueta de cimentación de los muelles, situados muy próximos a los muros frontales de los recintos.
- Ejecución de pantallas de hormigón armado de 34 m de profundidad; excavación de cada batache, introducción de juntas tubulares, intro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ducción de jaula de armadura en tramos completos de 34 m de longitud, desarenado, hormigonado ascendente del módulo excavado hasta la cota +0,10, y extracción de junta.

- Excavación, demolición de muretes guía y saneo de las cabezas de las pantallas.

- Ejecución de la viga riostra perimetral de coronación sobre el terreno a cota –0,2 m, y coronada a cota +0,8 m. En dicha viga riostra, que es de hormigón postesado, se dejan embebidas las barras que sirven de anclaje para las rótulas de giro y topes laterales del puente, así como las cajas metálicas que sirven de recepción para los cerrojos de enclavamiento trasero. Esto supone un especial cuidado en los trabajos topográficos para asegurar la posición correcta de todos los elementos.

- Excavación, mediante grúa con pulpo hidráulico o cuchara bivalva, del interior de los recintos-pila hasta la cota –15 m, manteniendo el agua en su interior para contrarrestar las presiones hidráulicas exteriores.

- Ejecución de una presolera de hormigón sumergido de 0,8 m de espesor, para arriostramiento inferior de las pantallas. En esta presolera se disponen taladros verticales para

Fig. 18. Jaula de armaduras.
Fig. 18. Reinforcement cage.

advance of building the slurry walls whilst at once preventing leaks of the said slurry through the foundation banquette of the quays, located very close to the front enclosure walls.

- *Building reinforced concrete slurry walls 34 m deep; excavation of each module, insertion of tubular joints, insertion of reinforcement cage in complete stretches of 34 m length, desilting, concreting ascending from the module excavated to level +0.10, and joint extraction.*

- *Excavation, demolition of guide wall and demolition of slurry wall heads.*

- *Building the crowning perimeter brace beam on the ground at the –0.2 m level and crowned at level +0.8 m. The bars acting as anchorages for the gyration hinges and side stops of the bridge, as well as the metal boxes acting to receive the rear interlocking locks, are left embedded in the said brace beam, which is postensioned concrete. This means special care in topographical work to ensure the proper position of all the items.*

- *Excavation of the inside of the pits to level –15 m, using a crane with a grab bucket or bivalve scoop, keeping the water inside to counteract the outside hydraulic pressures.*

- *Making a 0.8 m thick, submerged concrete pre-floor for the slurry walls' bottom bracing. Vertical drill holes are made in this pre-floor to relieve uplift pressures and prevent the bottom lifting in the following construction phases.*

- *Pumping out water from the inside of the pit.*

- *Cleaning slurry from the pit bottom and slurry wall perimeter reshaping in the areas where these slurry walls show concrete swelling.*

- *Perimeter breaking of the slurry walls until the concrete being raked out to the depth of the bottom slab, making drill holes and fitting pins over the whole slab perimeter to ensure loads are transmitted in the*

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

slurry wall to slab join. In addition, two rubber, waterproof rolled sections are fitted to ensure leak-tightness at the slurry wall to slab join and an "inject" pipe for subsequent injection with resin.

- *Reinforcing and concreting the bottom slab of 2.0 m thickness resistant to uplift pressure.*
- *Once the concrete had gained sufficient strength, the uplift pressure relief pipes were sealed, the inject pipe was injected and local injections were made in the joints between slurry walls.*
- *Miscellaneous work performance inside the enclosure: Guniting of the whole slurry wall perimeter; Making concrete blocks in the front of the enclosure to locate the counterweight stops and supports of the lifting cylinders; Fitting of pedestrian access escalators; Fitting the electro-mechanical and hydraulic installations for operating the bridge.*

The following operations were undertaken in the enclosure once the launching had finished and each half-deck had been located in its final position:

Building up the reinforced concrete sidewalls on the enclosure's perimeter.

Fig. 19. Excavación interior foso.
Fig. 19. Excavation of the inside of the pits.

alivio de las subpresiones y evitar el levantamiento del fondo en las siguientes fases de ejecución.

- Vaciado, mediante bombeo, del agua del interior del foso.
- Limpieza de lodos en el fondo del foso y de rozado del perímetro de las pantallas en las zonas donde dichos muros pantallas presenten abultamientos de hormigón.
- Rozado perimetral de las pantallas hasta descarnar el hormigón en el espesor de la losa de fondo, y ejecución de taladros y montaje de pasadores en todo el perímetro de la losa para asegurar la transmisión de cargas en la unión pantalla-losa. Además, para asegurar la estanqueidad en la unión entre pantalla y losa se colocan dos perfiles de caucho hidrófilo y un tubo "inyecto" para su posterior inyección con resina.
- Ferrallado y hormigonado de la losa de fondo de 2,0 m de canto resistente a la subpresión.
- Una vez el hormigón ha adquirido suficiente resistencia, se procede al sellado de los tubos de alivio de subpresión, inyección del tubo inyecto e inyecciones locales en las juntas entre pantallas.
- Ejecución de trabajos varios en el interior del recinto: Gunitado de todo el perímetro de pantallas;

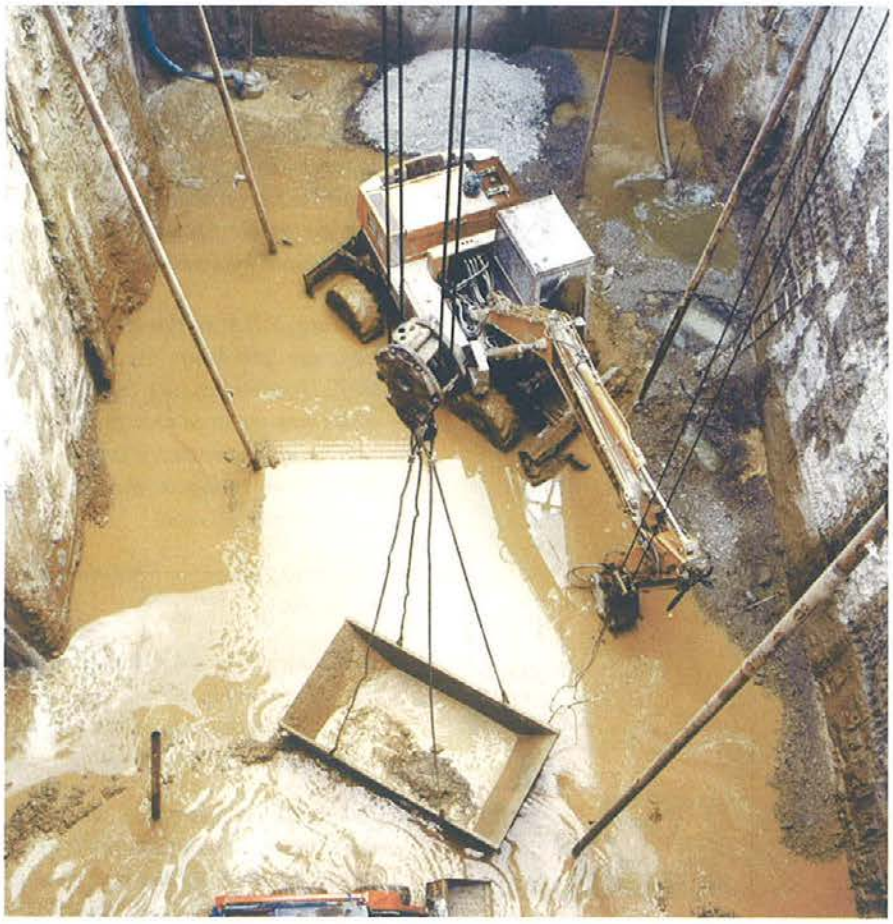


Fig. 20. Rozado y limpieza del foso.
Fig. 20. Reshaping and cleaning of the pit.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Ejecución de macizos de hormigón en la parte frontal del recinto para ubicar los topes del contrapeso y apoyos de los cilindros de elevación; Montaje de escalera metálica de acceso peatonal; Montaje de la instalación electro-mecánica e hidráulica para el accionamiento del puente.

Una vez finalizado el empuje y situada cada semi-estructura en su posición definitiva, se procede a las siguientes operaciones en el recinto:

- Recrecido de muros laterales de hormigón armado en el perímetro del recinto.
- Montaje de estructura metálica para acera peatonal en zona fija.
- Remates: Conjuntamente con estas actividades se realizarán todos los remates adicionales del recinto: ejecución de barandillas de seguridad en la galería perimetral, iluminación, realización de la acera ciega para peatones en la zona fija, instalación de la barrera móvil para peatones.

Fig. 21. Hormigonado losa de fondo.
Fig. 21. Concreting the bottom slab.

Ejecución de las Hojas del Puente

Las estructura metálica del puente se prefabrica en taller, dividiéndose cada una de las hojas en siete grandes bloques, cinco para el tablero con sus vigas-dintel principales, más tirante trasero-mástil y tirante delantero. Además de varios elementos sueltos tales como sujeciones de cerrojos de enclavamiento trasero, carriles, chapas de contracarril, ménsulas para acera peatonal, barandilla etc.

Antes del envío a obra, se realiza en el taller un cuidadoso montaje en blanco de las piezas para garantizar el perfecto acoplamiento entre las mismas en obra, y de los enclavamientos centrales de las dos hojas.

Posteriormente se trasladan los bloques a obra, y se colocan mediante grúa sobre apeos provisionales perfectamente nivelados a las cotas adecuadas.

Cada una de las dos hojas del puente se arma en obra retranqueada unos 60 metros de su posición definitiva. Esto permite simultanear e independizar los trabajos en interior de los fosos con los trabajos de montaje de las hojas del puente, a la vez que se reducen al mínimo las interferencias con el tráfico marítimo.

Una vez finalizado el soldeo de los bloques principales, se sueldan los elementos complementarios, tales como ménsulas para acera peatonal, estructura de soporte del cerrojo y cilindro de accionamiento trasero, chapas de contrapeso, etc. Y se procede también al montaje de los mecanismos: rótulas de giro con sus ejes, horquillas de enganche para los cilindros principales, enclavamientos traseros, y enclavamiento de carriles.

Las últimas operaciones antes de proceder al lanzamiento de cada una de las hojas para llevarlas a su posición definitiva son: relleno de los contrapesos, acabados y repaso de pintura, instalación y conexionado de equipos eléctricos e

- *Fitting a steel structure for a pedestrian foot walk in the not basculing area.*
- *Finishing off items: All the enclosure's additional finishing off items would be performed together with these activities: safety railings in the perimeter gallery, lighting, foot walk for pedestrians in the land area; fitting the moving barrier for pedestrians.*

Building the Bridge Leaves

The bridge's metal structure was workshop prefabricated and each of the

Fig. 22. Montaje en blanco en taller.
Fig. 22. Factory pre-fitting.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

leaves was divided into seven large blocks, five for the deck with its main beam-girders, plus rear mast stay and front stay, apart from several minor items such as rear interlocking bolt fastenings, rails, counter-rail plates, cantilevers for pedestrian foot walk, handrail, etc.

Before sending to the site, parts were carefully factory pre-fitted to guarantee perfect coupling between them on site as were the two leaves' center interlockings.

The blocks were then transported to the site and crane placed on provisional shoring perfectly leveled to the suitable levels.

Each of the bridge's two leaves was reinforced on site back some 60 meters from its final position. This allowed work to be carried out simultaneously with and independently of the bridge leaf fitting work inside the pits whilst interference with maritime traffic was reduced to a minimum.

Once the main blocks had been welded, the supplementary items were welded, such as cantilevers for the pedestrian foot walk, lock support structure and rear operating cylinder, counterweight plates, etc. and mechanisms were also fitted: gyration hinges with their spindles, hooking forks for the main cylinders, rear interlockings and rail interlocking.

The last operations before launching each of the leaves to take them to their final position involved: filling counterweights, finishing and going over paintwork, installing and connecting electrical and hydraulic equipment, placing and securing rails, New Jersey traffic barrier, paving and lighting.

The bridge leaf was thus completely finished and fitted on provisional shoring keeping it 2.20 m high above its final level. This was due to the counterweights having to be 2.10 m lower than the top edge of the pits and their having to be walked on during launching operations.

Each of the leaves with a weight slightly over 1000 t would therefore have to be moved 60 m on the sliding tracks aligned with the pit and then drop 2.20 m to their final position, supported on the brace beam.

The launching operation commences by removing the pertinent leaf from its shoring, checking that the leaf's center of gravity is in the proper position.

Two main 1000 t load capacity skids are fitted under the gyration hinges. These skids are responsible for sliding the structure, aided by another two 500 t auxiliary skids located under a provisional beam located at the rear of the bridge leaf.

Fig. 23. Montaje en obra.
Fig. 23. In-situ erection.

hidráulicos, colocación y fijación de carriles, defensa New Jersey, pavimentación, iluminación.

De esta forma la hoja del puente está completamente terminada y montada sobre apeos provisionales, que la mantienen a 2,20 m de altura por encima de su cota definitiva. Esto es debido a que los contrapesos han de quedar 2,10 m más bajos que el borde superior de los fosos, y deben pasar sobre estos durante las maniobras de lanzamiento.

Por tanto cada una de las hojas, con un peso ligeramente superior a las 1000 t, deberá desplazarse 60 m sobre las pistas de deslizamiento alineadas con el foso, y descender a continuación 2,20 m hasta su posición final, apoyada sobre la viga riostra.

La maniobra de lanzamiento comienza con el desapeo de la hoja correspondiente, comprobando que el centro de gravedad de la hoja está en la posición correcta.

Bajo las rótulas de giro se instalan dos patines principales de 1000 t de capacidad de carga, que son los encargados de efectuar el desplazamiento de la estructura, ayudados por otros dos patines auxiliares de 500 t, situados bajo una viga provisional ubicada en la parte trasera de la hoja del puente.

Al estar el centro de gravedad de cada una de las hojas sobre las rótulas de giro, previamente al desapeo se añaden 90 t de contrapeso temporal sobre la parte trasera del tablero, para desplazar dicho centro de gravedad y que quede en una situación intermedia entre los patines.

Estos patines deslizan sobre pastillas de neopreno-teflón alojadas en unos carriles en forma de "U" colocados sobre las pistas de deslizamiento.

La fuerza de empuje la proporcionan dos gatos hidráulicos, de 64 t, actuando entre los patines principales y los carriles.

Una vez llevada la hoja a su posición definitiva y comprobadas topográficamente su posición y alineación, comienza la maniobra de descenso hasta su posición definitiva.

La maniobra de descenso comienza liberando los patines de las cargas que actúan en ellos, bajando los gatos de que disponen y traspasando la carga a cuatro picaderos formados por piezas de madera dura sobre los que se dispone

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Fig. 24. Lanzamiento.
Fig. 24. Launching.

un gato hidráulico de 500t, situados dos bajo la viga provisional trasera y otros dos sobre la zona frontal de la viga riostra.

Una vez transferida la carga, con los gatos de los picaderos, se van realizando descensos de 10 en 10 cm retirando sucesivamente piezas de madera de los mismos, hasta conseguir que las rótulas del puente descansen sobre la viga riostra.

Finalmente se aseguran las rótulas mediante barras postesadas embebidas

As the center of gravity of each of the leaves is on the gyration hinges, 90 t of temporary counterweight are added onto the rear of the deck prior to removing the shoring to move this center of gravity for it to remain in an intermediate location between the skids.

These skids slide on neoprene-teflon pads housed in "U" shaped rails placed on the slide runs.

Two 64 t hydraulic jacks acting between the main skids and the rails provide thrust.

Once the leaf has been taken to its final position and its position and alignment have been topographically checked, the descent operation to its final position commences.

The descent operation commences by freeing the skids of the loads acting on them, lowering the jacks they dispose of and transferring the load to four blocks formed by hardwood pieces onto which a 500 t hydraulic jack is arranged, two under

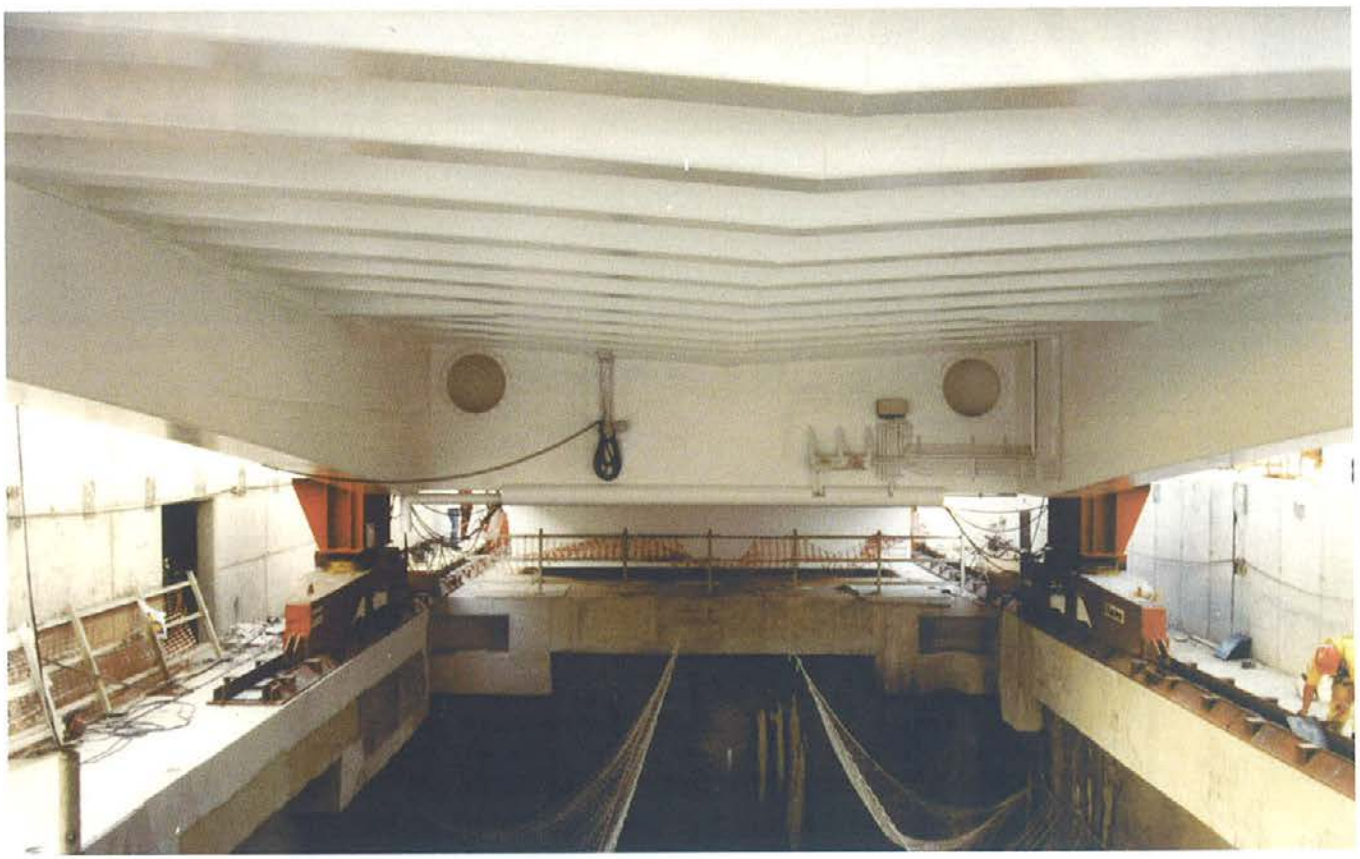


Fig. 25. Lanzamiento.
Fig. 25. Launching.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

the provisional rear beam and the other two on the front area of the brace beam.

Once the load had been transferred with the block jacks, the descent is made 10 cm by 10 cm, successively withdrawing the wooden pieces there from, until the bridge hinges are resting on the brace beam.

Finally, the hinges are secured by postensioned bars embedded in the brace beam and the main leaf drive cylinders are joined in their receiving bolts arranged in the main girder. The electrical and hydraulic connections necessary are made and the leaf is ready for lifting leaving the passage through the port basin mouth clear once again.

en la viga riostra y se procede a la unión de los cilindros principales de accionamiento de la hoja en sus bulones de recepción dispuestas en la viga dintel, realizándose las conexiones eléctricas e hidráulicas necesarias, quedando la hoja dispuesta para su levantamiento dejando nuevamente libre el paso por la bocana de la dársena del puerto.

Fig. 26. Apertura de la hoja.
Fig. 26. Leaf opening.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Jornada Técnica Anual
y Asamblea Ordinaria

Madrid 17 y 18 de Junio de 2003

PROYECTO Y EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS CON HORMIGONES ESPECIALES

Colabora:
Centro de Estudios de Técnicas y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) del Ministerio de Fomento

OBJETO DE LA JORNADA

El desarrollo tecnológico experimentado por el mundo del hormigón durante la última década ha puesto a disposición de los proyectistas y constructores un abanico de nuevas alternativas con las que plantear sus soluciones estructurales y que, generalmente, se agrupan bajo el epígrafe general de "hormigones especiales".

En efecto, algunas tecnologías, que hasta hace pocos años se circunscribían al ámbito puramente universitario e investigador, han alcanzado su madurez técnica, trasladándose desde las experiencias de laboratorio a la realidad de las obras. La incorporación de estas nuevas técnicas y materiales a la realidad constructiva conlleva, inevitablemente, nuevas interrogantes, nuevos retos y también, nuevos problemas que se alimentan de las experiencias concretas de cada obra y de cada proyecto.

Por otra parte, tanto los Eurocódigos en su calidad de normas voluntarias en el contexto europeo, como las más recientes líneas de trabajo emprendidas en el ámbito de la reglamentación obligatoria española por parte de la Comisión Permanente del Hormigón, contemplan estos hormigones especiales. Así, los hormigones de alta resistencia, los de áridos ligeros, los autocompactables, los de fibras o los reciclados tienden a alcanzar en un futuro próximo su propia identidad reglamentaria, lo que, sin duda, supondrá un impulso adicional para su empleo.

ACHE, consciente de este interesante proceso, ha considerado que merecía ser el objeto de su Jornada Anual. La técnica española posee la experiencia y los protagonistas para debatir con rigor los nuevos retos que surgen de la aplicación de estos hormigones especiales cuya incorporación a las obras es cada día una realidad más tangible.

LUGAR DE CELEBRACIÓN:

Salón de Actos del Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas
CEDEX. Ministerio de Fomento
C/ Alfonso XII, 305
28014 Madrid

CUOTA DE INSCRIPCIÓN:

La cuota de inscripción en la Jornada será de

Miembros de ACHE:	300,00 € + 16% IVA
No miembros de ACHE:	350,00 € + 16% IVA

La inscripción da derecho a la asistencia a la Jornada, a la documentación técnica de la misma y a las comidas y cafés durante la celebración de la misma.

ENTIDADES COLABORADORAS

Colegio de Ingenieros de Caminos, C. y P

INSTITUTO EDUARDO TORROJA

Escuela de Ingenieros de Caminos, C. y P

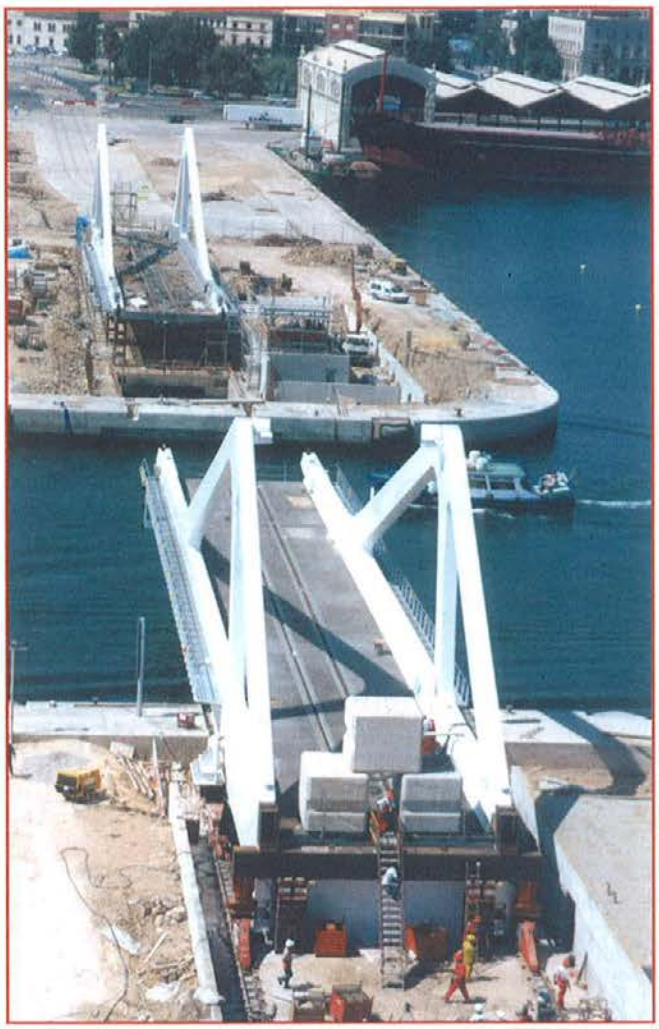
Para más información dirigirse a:
Dª Estrella Rodríguez Neira
Secretaría Administrativa de ACHE
C/ Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid. Teléfono: 91 766 07 03 - Fax: 91 766 26 00
Correo electrónico: estrella@ietcc.csic.es
www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ALE Lastra

HEAVY TRANSPORT AND LIFTING

ALE Lastra has carried out on summer'01 the weighing, jacking down, skidding, jacking up and installation of the two bridge halfs. Each half weighs approx. 1000 tonnes and is a 65 mts. long. The bridge was built at ground level (including the counterweight), following the extension of its longitudinal axle and with an elevation of 2,5 mts over its final position. The bridge was lowered from its construction supports utilising our jacking systems, each half was skidded by means of SS500 skidshoes along 65 mts and, after some fittings and levellings to get the final position, it was jacked down 2,25 mts using 4 no. climbing jacks of 500 tonnes unitary capacity until supporting the swivels at ground level. Each complete half maneouver was carried out in three days and the final fitting margins were just a few milimeters.



C/ San Romualdo, 26 - 6º, 28037 Madrid - Tel: +34 91 375 7160 - Fax: +34 91 304 4426 - info@ale-lastra.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

El hormigón autocompactable. Propiedades y métodos de caracterización

Self-Compacting – Concrete. Properties and Methods of Characterizacion

Paulo C. C. Gomes
Ingeniero Civil
Doctorando

Ravindra Gettu
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director del Laboratorio de Tecnología de Estructuras

Luis Agulló
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático E.U. del Departamento de Ingeniería de la Construcción

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

RESUMEN

El hormigón autocompactable (HAC) es un hormigón capaz de fluir en el interior del encofrado, pasando entre las armaduras y consolidándose bajo la acción de su peso propio sin compactación interna o externa; tales prestaciones se consiguen por la fluidez, viscosidad y cohesión de las mezclas. La obtención y evaluación de estas prestaciones comporta cambios significativos en los criterios de diseño del material y en los procedimientos de caracterización del comportamiento en fresco respecto a los utilizados en el hormigón convencional. En el presente artículo se expone una revisión actualizada de estos criterios y procedimientos, poniéndose de manifiesto, por una parte, que los criterios de diseño se fundamentan en una base netamente empírica, no existiendo en la actualidad un método de dosificación propiamente dicho para HAC. Por otra parte, la caracterización de su comportamiento en fresco frente a las exigencias requeridas a estos hormigones supone un cambio sustancial respecto al planteamiento tradicional utilizado en hormigones ordinarios.

SUMMARY

Self-Compacting concrete (SCC) is a concrete that is able to flow within the formwork, passing through the reinforcement without blocking and consolidating under its own weight without the need of vibration. This is obtained by suitable fluidity, viscosity and cohesion of the concrete. The evaluation of these aspects is important for the design of the material and controlling the quality of the fresh concrete. The paper presents a brief state-of-the-art of these approaches and procedures showing, on one hand, that the mix design is normally empirical and there is no proper method for SCC. On the other hand, the characterization meets the novel demands required of these concretes, which supposes a substantial change in philosophy with respect to ordinary concretes.

1. INTRODUCCIÓN

El hormigón autocompactable (HAC) puede definirse como aquel hormigón que es capaz de fluir en interior del molde o encofrado, pasando entre las armaduras y rellenando de forma natural el volumen del mismo, y consolidándose únicamente bajo la acción de su peso propio sin compactación interna o externa (1).

Tales prestaciones se consiguen por la fluidez, viscosidad y cohesión existentes en las mezclas de estos hormigones. La alta fluidez proporciona la facilidad de fluir en el encofrado y el relleno del mismo, y la viscosidad y una cohesión moderada evitan la segregación de sus componentes garantizando una deformabilidad uniforme en el proceso de colocación. En este sentido, la facilidad o habilidad para el relleno y el paso entre las armaduras son parámetros esenciales en la definición de las prestaciones de estos hormigones.

Si bien no puede hablarse en la actualidad de una utilización sistemática de estos hormigones, sí existen referencias de

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

aplicaciones pioneras de los mismos las cuales se sitúan principalmente en Japón, en donde se ubican las primeras experiencias sobre el desarrollo del hormigón autocompactable (Universidad de Tokio en Japón, en 1986, por Okamura, siendo el primero prototipo desarrollado por Ozawa en 1988).

Así, tiene especial relevancia la aplicación en los dos bloques de anclaje del puente colgante Akashi Kaikyo, de 2 km de luz, habiéndose utilizado 250.000 m^3 de HAC en cada bloque, con un rendimiento de 1.900 m^3/día, lo que ha supuesto una disminución del plazo de ejecución de alrededor de tres meses (1, 2). También en un túnel construido en Yokohama, de 3 m de diámetro y 1,068 km de longitud, con refuerzo dispuesto en forma de dos capas de armadura, en una zona densamente armada; en este caso la puesta en obra del hormigón fue mediante bombeo de 40 m^3 (3). Otras aplicaciones en túneles de Japón pueden consultarse en la referencia (4) y en Suiza en las (5) y (6).

También en el campo de la reparación existen antecedentes de la aplicación de estos hormigones, bajo condiciones de contorno determinadas por zonas densamente armadas y dificultad de acceso a las mismas. A modo de ejemplo se citan un puente en Suiza, con resistencia a compresión a 28 días de 40 MPa (7) y un puente en el Reino Unido, de resistencia a compresión 60 MPa a 7 días (8). Asimismo, en el campo de la industria del prefabricado existen experiencias de aplicaciones con éxito en el caso de elementos de pequeño espesor y elevada densidad de refuerzo (9-12).

Por otra parte, el creciente interés científico y técnico de estos hormigones se ve reflejado en la realización de diferentes congresos y simposiums internacionales que versan de forma monográfica sobre los mismos; a modo de ejemplo se citan el Congreso Internacional de Métodos de la Producción y Trabajabilidad del Hormigón (13), el Primer Simposio Internacional sobre HAC (14) y el Segundo Simposio Internacional sobre HAC (15), todos ellos auspiciados por RILEM.

El diseño y la caracterización de estos hormigones llevan asociado el desarrollo de procedimientos de ensayo encaminados a validar la capacidad de fluir del hormigón, dentro de unos rangos de cohesión de la mezcla que permitan su colocación sin segregación y con un efecto de autocompactación; estos procedimientos de ensayo se apartan de los procedimientos clásicos de caracterización del comportamiento en fresco del hormigón, siendo actualmente la mayor parte de los mismos procedimientos aún no normalizados.

En el presente trabajo se presenta una reseña actualizada de los métodos de dosificación y de los procedimientos de ensayo más utilizados para el diseño y caracterización de estos hormigones.

2. MATERIALES COMPONENTES Y DOSIFICACIÓN

Las mezclas de HAC se caracterizan por su alta fluidez, buena estabilidad y bajo riesgo de bloqueo. Tales propiedades se alcanzan con parámetros no usuales en un hormigón convencional como son, por ejemplo, un alto volumen de pasta (entre 35 y 40%), un bajo volumen de áridos gruesos, un menor tamaño máximo del árido, una baja relación agua-finos (partículas de tamaño inferior a 150 μm) y el uso de aditivos. Asimismo, tales características dependen de los materiales y proporciones de los componentes de la mezcla; en HAC, además de los componentes convencionales (cemento, agua y áridos), la utilización de aditivos y/o adiciones es obligada. La diversidad de tales materiales existentes en el mercado dificulta la determinación de un tipo o dosificación única de materiales para los HAC. Sin embargo, pueden establecerse algunas características comunes de mezclas típicas de HAC fruto del análisis de diferentes trabajos referenciados en la literatura técnica.

Los finos generalmente empleados están constituidos por partículas con diámetro menor que 150 mm, consistiendo en cemento Portland y adiciones, como puzolanas (escoria, ceniza y humo de sílice) y/o finos naturales (filler calizo, otros). El contenido total de estos finos es alto, en el rango de 450 kg/m^3 - 600 kg/m^3; mientras que el del cemento puede variar entre 200 kg/m^3 y 400 kg/m^3. La alta dosificación de finos se justifica por la moderada viscosidad y cohesión que deben existir en la pasta para evitar la segregación de los áridos y disminuir el rozamiento entre los áridos gruesos.

El contenido de agua está en el rango de 160-200 kg/m^3, con una relación agua-cemento de 0,50-1,00, en peso. La relación agua-finos se determina normalmente en el rango de 0,3-0,4, en peso, y en volumen 0,9 a 1,0 (1).

Los aditivos químicos usualmente empleados son superplastificantes, reductores de agua de alto rango, y agentes viscosos o cohesionantes. Los primeros se emplean para aumentar la fluidez del hormigón, siendo los más utilizados los naftalenos y melaminas modificados, los de nueva generación, copolímeros, tales como policarboxilatos y a base de poliéter y otros (16-18); en cuanto a los agentes viscosos los más utilizados son los solubles en agua basados en polisacáridos y celulosa, y los grupos copolímeros con carboxilato (19-22). Generalmente, el uso de tales agentes viscosos aumenta la dosificación de agua y de superplastificante en la mezcla para alcanzar las propiedades de fluidez y viscosidad deseadas para el HAC.

El tamaño máximo del árido grueso no sobrepasa los 20 mm, siendo usuales tamaños máximos comprendidos entre 10 y 16 mm. Además, su contenido es menor con relación a los hormigones normales. Tales parámetros son necesarios para una mayor deformabilidad y menor riesgo de bloqueo del flujo.

Los métodos de dosificación de mezclas para HAC difieren de los métodos tradicionales empleados en el hormigón, estando fundamentados en la actualidad en una base esencialmente empírica. En tales mezclas la obtención de las propiedades en fresco asociadas a fluidez alta y viscosidad y cohesión moderadas direccionan la definición de las proporciones de los componentes. En la bibliografía son varios los procedimientos presentados para la obtención de mezclas de HAC; a continuación se exponen las directrices principales contempladas en los métodos de dosificación más utilizados.

El procedimiento propuesto por Okamura (1) y Ouchi et al. (23) considera que el hormigón está constituido por dos fases:

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

árido grueso y mortero. El volumen de árido grueso y de árido fino se fijan, respectivamente, en el 50% del volumen sólido del esqueleto granular (árido fino y árido grueso) y el 40% del volumen del mortero (pasta y áridos finos). Tales proporciones se han determinado mediante estudios de carácter experimental relativos al bloqueo de los áridos.

La relación agua-finos y la dosificación del superplastificante se obtienen por la estimación del área de flujo relativa - Γ_m y la velocidad de flujo relativa - R_m, obtenidas según el procedimiento esquematizado en la figura 1.

El área de flujo relativa - Γ_m se determina por el diámetro de flujo del mortero medido en el cono truncado (figura 1a); la velocidad de flujo relativa - R_m, se determina por la medida del tiempo que el mortero tarda en fluir por el embudo (figura 1b), según las relaciones siguientes:

$$\Gamma_m = \left(d_2 - d_0^2\right)/d_0^2 \qquad (1)$$

$$R_m = 10/t \qquad (2)$$

en donde: d_2, es la medida del diámetro, d_0, es la medida del diámetro del cono y t (segundos) es tiempo del flujo.

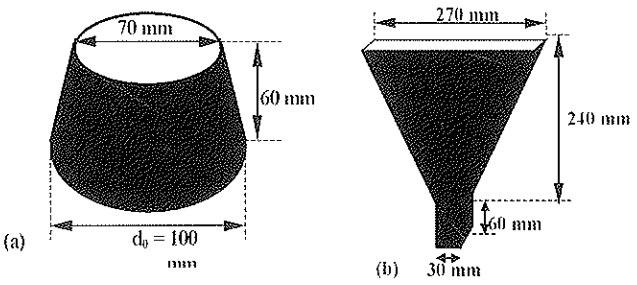


Figura 1 –Equipos utilizados en el ensayo para mortero: a) Cono, b) Embudo.

Como criterios de definición del hormigón autocompactable según este procedimiento se adoptan valores de Γm de 3 a 7, correspondientes a una extensión del mortero de 200 mm a 285 mm, en el orden a lograr una fluidez alta, y de R_m de 1 a 2, correspondientes a un tiempo de flujo de 5 s a 10 s, para lograr una viscosidad moderada.

El procedimiento propuesto por Petersson et al. (24) consiste en determinar el mínimo volumen de pasta y un determinado esqueleto granular, que garanticen el paso del hormigón por una determinada separación entre armaduras, sin que se presente el bloqueo de la mezcla. Para ello se utiliza el criterio de bloqueo establecido en la figura 2 y la ecuación 3. La determinación del contenido de finos, en que se considera partículas menores que 250 mm, de agua y de superplastificante se ajustan mediante la utilización de un viscosímetro coaxial.

En la citada figura 2, c es la separación entre las armaduras, Daf, es el diámetro de los áridos determinado por $M_{i-1}+\frac{1}{2}(M_i-M_{i-1})$, siendo, M_i el tamiz superior y M_{i-1} el tamiz inferior

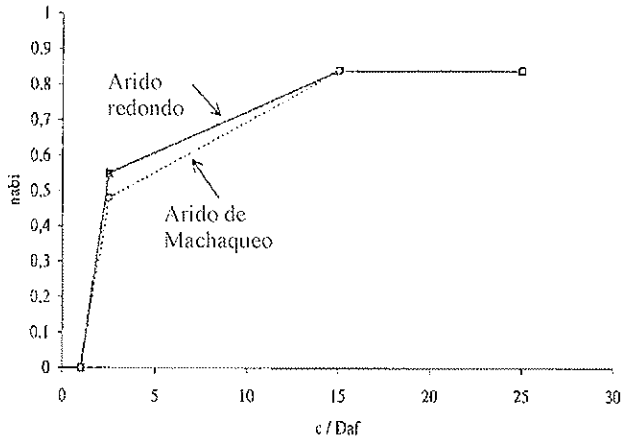


Figura 2 – Relación entre el volumen de bloqueo y la razón entre la separación de armaduras y el diámetro de los áridos.

del tamaño de los áridos, y n_{abi} es la razón entre el volumen de áridos del grupo i que bloquea y el volumen total de la mezcla de hormigón. El riesgo de bloqueo se evalúa mediante la relación

$$\text{Riesgo de Bloqueo} = \sum_{i=1}^{n}\left(n_{ai}/n_{abi}\right) = 1 \qquad (3)$$

en donde: $n_{ai} = V_{ai}/V_t$, siendo V_{ai} = volumen de áridos del grupo i.

Sedran et al. (25) proponen un método que consiste en utilizar un modelo computacional, denominado modelo de la Suspensión Sólida, mediante el cual se establece un compacto empaquetamiento del esqueleto granular con el mínimo de aire, considerando el efecto pared y la viscosidad de la mezcla. La dosificación de finos se fija inicialmente, dependiendo de la resistencia y de los materiales disponibles. El contenido de superplastificante para las posibles combinaciones de finos se define mediante el ensayo del cono de Marsh. El ajuste final del agua y del superplastificante para obtener una aceptable viscosidad se realiza utilizando un reómetro y el ensayo de asiento o extensión de flujo (slump flow).

3. PROPIEDADES EN EL ESTADO FRESCO Y SU CARACTERIZACIÓN

El adecuado comportamiento del HAC exige de sus mezclas alta fluidez con suficiente viscosidad y cohesión entre los componentes, a fin de garantizar un flujo continuo y uniforme en toda mezcla, sin exhibir segregación y sin que se produzcan bloqueo entre las armaduras. Las tres propiedades características de tal hormigón en el estado fresco son la alta fluidez para rellenar el encofrado bajo su propio peso (filling ability o flowability, en inglés), la habilidad de pasar a través del espacio entre la armadura (passing ability, en inglés), y una estabilidad frente la segregación de sus componentes (p.e., de los áridos gruesos y del agua por exudación) dada por una viscosidad y cohesión interna apropiados. Obviamente, todos estos parámetros son ajenos a la caracterización convencional del hormigón fresco.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Los estudios realizados por Ozawa et al. (26) confirman que la capacidad de relleno del hormigón se rige de forma simultanea por la deformabilidad y resistencia a la segregación. La deformabilidad depende, esencialmente, de la tensión mínima necesaria para que el hormigón fluya, lo cual se caracteriza por una tensión cortante umbral (τ_0), y de la resistencia a la segregación que presente el grueso de la mezcla, que depende de la viscosidad plastica (η_p). Tales características son necesarias para describir el comportamiento reológico de los hormigónes frescos que responde, en primera aproximación, al modelo plástico de Bingham (27), en donde τ es la tensión cortante y γ es la tasa de deformación cortante:

$$\tau = \tau_0 + \eta_p \cdot \gamma \qquad (4)$$

Diferentes trabajos experimentales desarrollados con HAC ponen de manifiesto que la tensión límite (τ_0) es mucho menor y la viscosidad plástica (η_p) es mucho mayor que en los hormigones normales. Tales medidas garantizan alta fluidez sin segregación. Las características reológicas del HAC han sido determinadas en varios estudios, si bien los valores de τ_0 y η_p dependen del equipo utilizado; así, por ejemplo, Sedran et al. (25) utilizando un reómetro BTRHEOM recomiendan valores $\tau_0 < 500$ Pa y $\eta_p < 200$ Pa.s, debiendo ser hp mayor que 100 Pa.s para evitar segregación. Emborg (28) utilizando un viscosímetro BML propone valores de τ_0 entre 0,1 y 0,2 Nm y η_p entre 10 y 12 Nm.s., mientras que Kakuta y Kokado (29) utilizando un viscosímetro de cilindro coaxial adoptan valores de τ_0 entre 0,06 y 0,33 Pa y η_p entre 0,16 y 0,35 Pa.s. También, Kawai and Hashida (30) utilizando un equipo similar al de Tattersall obtienen valores de $\tau_0 = 50$ Pa y η_p entre 30 y 80 Pa.s.

Actualmente existen distintos tipos de viscosímetros y reómetros que pueden ser utilizados para determinar tales características reológicas (31). Sin embargo, estos equipos, dado, fundamentalmente, su elevado coste, son de uso casi exclusivo de laboratorios de investigación. Ello justifica, en alguna medida, el desarrollo de procedimientos de ensayo que permitan cualificar y cuantificar el comportamiento de los HAC mediante técnicas más sencillas, que propicien una implantación más sistemática de las mismas en el diseño y control de calidad de estos hormigones; sobre estas técnicas se incide a continuación.

Los procedimientos que se exponen seguidamente se refieren a los ensayos más utilizados para evaluar el comportamiento en fresco de hormigones autocompactables utilizando técnicas simples; si bien alguno de ellos está normalizado, en general son ensayos no normalizados, no existiendo aún para muchos de ellos una denominación en castellano universalmente asumida. Estos ensayos son: Extensión del flujo, Embudo-V, Ensayo tipo - U, Caja L, Ensayo de la columna, Orimet, Ensayo del tamiz y Ensayo del recipiente.

3.1. Ensayo de extensión del flujo

Este ensayo, conocido en inglés como Slump Flow, fue normalizado en Japón, JSCE-F503 (32), y es el método más simple y empleado debido a la sencillez del equipo que se precisa, que es el cono de Abrams. Tal prueba se utiliza para: evaluar cuantitativamente la habilidad o facilidad de fluir del hormigón bajo efecto de su peso propio sin restricción del flujo, valorar aproximadamente la viscosidad de la mezcla y cualificar la mezcla en términos de la presencia de segregación.

La prueba consiste en verter el hormigón rellenando el cono sin compactar, y levantar lentamente el cono de modo que el hormigón se extienda formando casi un círculo, tal como se visualiza en la figura 3. Tal como se ilustra en la citada figura, en este ensayo la altura del asentamiento no constituye una medida representativa para evaluar las mezclas de tales hormigones, siendo el diámetro de la extensión alcanzada por el hormigón una de las medidas representativas del ensayo.

La primera medida es el tiempo (t_{50}) que el hormigón tarda en alcanzar un círculo de 50 cm de diámetro (d_{50}). Tal tiempo se emplea para caracterizar la viscosidad y cohesión de la pasta, en el sentido de que cuanto mayor es el tiempo, mayor es la viscosidad y cohesión de la pasta. Se recomiendan valores del tiempo (t_{50}) entre 4 s y 10 s para mezclas con una viscosidad moderada sin que se presente segregación y con un comportamiento favorable frente al bloqueo (16).

La segunda medida es el diámetro final del circulo (d_F) que es el definido por la media aritmética de dos diámetros perpendiculares. El diámetro final recomendado para tales hormigones está entre 60 cm y 70 cm, presentando las mezclas en ese rango una buena habilidad o facilidad para el relleno (9, 33, 34).

Los resultados obtenidos en este ensayo pueden relacionarse con la viscosidad plástica y la tensión umbral del hormi-

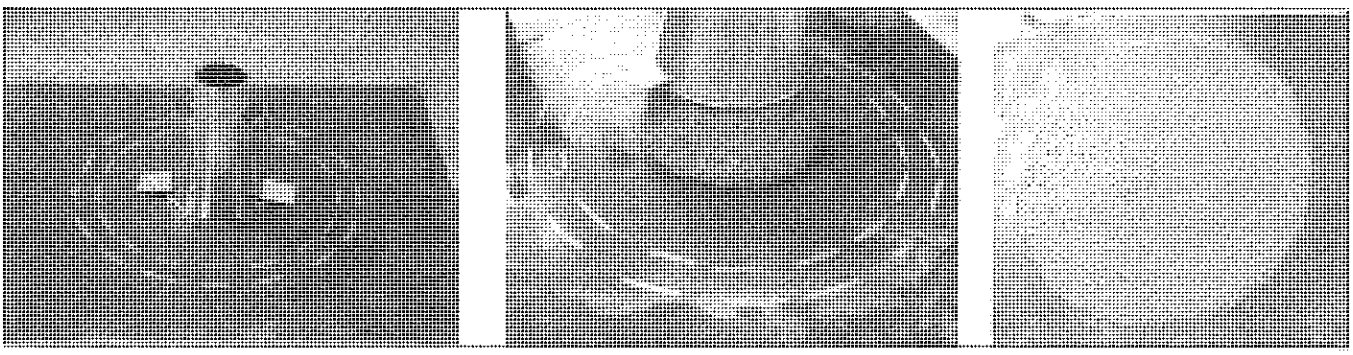


Figura 3 – Equipo y procedimiento para el ensayo de extensión del flujo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

gón mediante las formulaciones propuestas por Sedran y De Larrard (35), las cuales se presentan a continuación:

$$\eta_p = \frac{\rho}{10000}(0{,}026\, d_F - 2{,}39)\cdot t_{50} \qquad (5)$$

$$\tau_0 = \frac{\rho}{11740}(808 - d_F) \qquad (6)$$

en donde, η_p es la viscosidad plástica (Pa.s), ρ es el peso unitario en kg/m^3, d_F es el diámetro final en mm, t_{50} es el tiempo para que la mezcla alcance el diámetro de 50 cm en segundos y τ_0 es la tensión umbral (Pa).

En la figura 4a. se ilustra la evaluación de los diámetros d_{50} y d_F y en la figura 4b la presencia de la segregación en el hormigón utilizando esta técnica de ensayo, la cual se manifiesta por la separación de la pasta alrededor del perímetro de extensión del flujo y la presencia de áridos gruesos sin pasta.

3.2. Embudo-V

El ensayo del Embudo, conocido en inglés como V-funnel, ha sido desarrollado por Ozawa et al. (36) en la Universidad de Tokyo. El método consiste en medir el tiempo en que un cierto volumen (aproximadamente 10 litros) de hormigón tarda en fluir a través de un embudo. Las dimensiones del equipo y la geometría del mismo se presentan en la figura 5a, siendo la geometría rectangular la más utilizada; el embudo se conecta a un canal de salida o canal de descarga, que pretende simular el paso del hormigón entre dos armaduras paralelas. En este sentido las dimensiones de la sección del canal de descarga dependen del tamaño máximo del árido, recomendándose una dimensión mínima superior a 3 veces el tamaño máximo, lo que conduce en el caso de hormigones autocompactables (tamaños máximos como máximo de 20 mm) a dimensiones del orden de 6,5 a 7,5 cm.

En estudios iniciales realizados por Okamura (1) se puso de

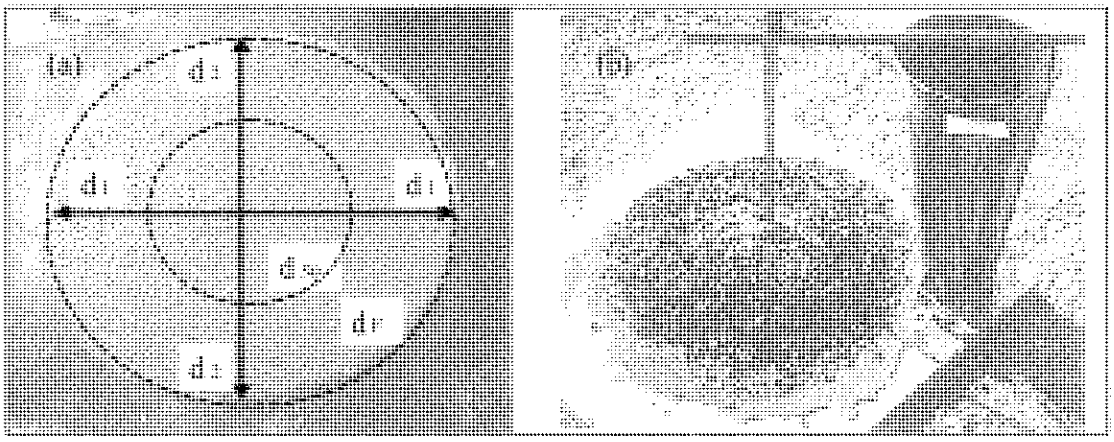


Figura 4 – (a) Medidas del ensayo de extensión del flujo y (b) Evidencia de segregación.

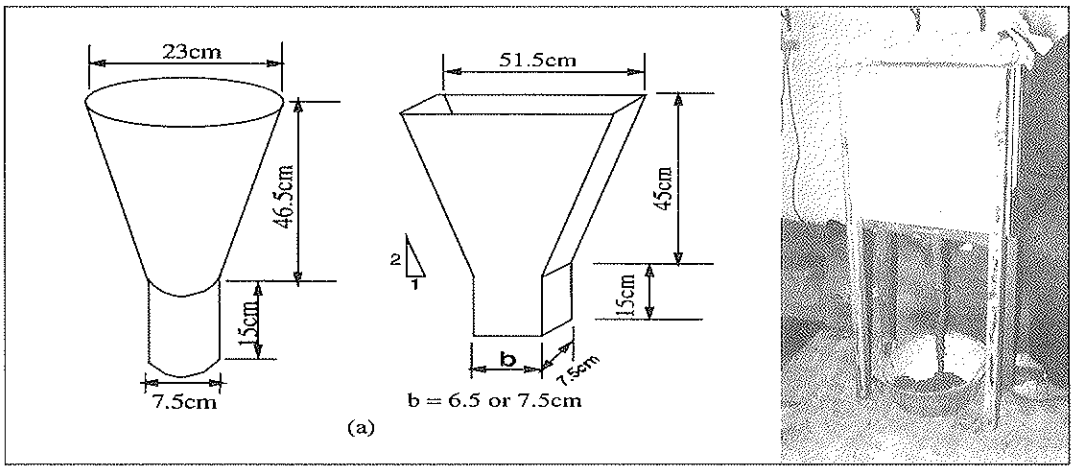


Figura 5 – (a) Embudos utilizados para determinar la fluidez y (b) Flujo del hormigón.

Los resultados obtenidos mediante este ensayo no proporcionan una medida directa para evaluar la facilidad o habilidad del hormigón para pasar entre las armaduras, para lo cual se han desarrollado otros ensayos que se presentan con posterioridad en este artículo.

manifiesto que al ir reduciendo la sección transversal, aumentaba el riesgo de bloqueo del hormigón por el contacto entre los áridos gruesos, siendo un indicativo de la necesidad de mejorar la viscosidad de la pasta y el mortero. Por lo tanto, hacer fluir el hormigón a través de la disminución de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

sección del embudo hasta el canal puede ser una buena prueba para medir la tendencia al bloqueo del hormigón, principalmente si se presenta segregación.

El tiempo de flujo permite evaluar indirectamente la viscosidad de la mezcla a través de la fluidez y de la estabilidad del hormigón. En relación a fluidez, cuanto menor es el tiempo de flujo más fluido es el hormigón y menos viscoso; respecto a la estabilidad, un flujo continuo sin interrupción o perturbación del mismo, tal como se muestra la figura 5b, se traduce en ausencia de segregación y/o de colisión entre los áridos gruesos. Para los HAC un bajo tiempo de flujo es favorable en cuanto a la habilidad o facilidad de fluir, mientras que tiempos altos de flujo pueden asociarse a una a alta viscosidad y/o tendencia al bloqueo del hormigón. Para el embudo rectangular con b = 7.5 cm Ozawa et al. (36) han comprobado que tiempos de 6 a 10 s son favorables para HAC; para b = 6.5 los tiempos de flujo óptimos se mueven de 10 a 15 s (20).

El método se ha mostrado eficiente para evaluar la habilidad de fluir del hormigón en áreas restringidas en la dirección vertical, pudiendo también cualificar la tendencia a la segregación y bloqueo. Sin embargo, el método no tiene condiciones para evaluar la fluidez en dirección horizontal o vertical contraria la gravedad; además, su única medida, el tiempo de flujo, no es suficiente para cuantificar las propiedades necesarias que garanticen las prestaciones del hormigón como autocompactable.

3.3. Ensayo tipo – U

Este ensayo, conocido en inglés como U-type, propuesto por Hayakawa et al. (33), se emplea para evaluar la habilidad o facilidad para el relleno de un determinado volumen a hormigonar. Las características del ensayo y la geometría del equipo utilizado en el mismo se ilustran en la figura 6.

El procedimiento consiste en medir la altura que alcanza el hormigón después de pasar por un obstáculo constituido por armaduras de acero. Tal altura es denominada altura de relleno y puede ser un indicativo del grado de compactabilidad del hormigón después de fluir a través del obstáculo (1). Cuando la altura de relleno del hormigón es ≥ 30 cm, se estima que el hormigón tiene una buena habilidad de relleno. Este método parece ser bastante eficiente para evaluar la habilidad del relleno de HAC; sin embargo no evalúa la deformabilidad sin restricción, el bloqueo y la segregación, y por lo tanto se precisa de otros métodos complementarios.

3.4. Caja-L

El ensayo de caja-L, conocido en inglés como L-box, utilizado, entre otros, por Petersson et al. (24), Sedran y De Larrard (35) y Bartos y Grauers (37) se visualiza en la figura 7, en la cual se ilustra también la forma y geometría del equipo utilizado. El procedimiento se emplea para evaluar la habilidad del hormigón para pasar entre las armaduras. La prueba permite determinar valores que cuantifican el bloqueo y el flujo del hormigón después de pasar por los obstáculos. El equipo consta de una parte vertical, con capacidad de aproximadamente 12 litros, que conecta con un canal horizontal a través de una abertura que tiene la misma dimensión que la sección transversal interna del canal. Detrás de la puerta se colocan armaduras de acero con una determinada distribución o separación. Los espacios y la cantidad de refuerzo se definen dependiendo del tamaño máximo del árido y/o de las condiciones reales de aplicación del hormigón.

El procedimiento de ensayo consiste en medir el tiempo en que el hormigón llega a una distancia longitudinal de 20 cm (T_{20}) y de 40 cm (T_{40}), y medir las alturas H_1 y H_2 con la mezcla en reposo, tal como se muestra la figura 7; Con las alturas H_1 y H_2 se determinan las alturas h_1 y h_2, cuya razón h_2/h_1 define el denominado coeficiente de bloqueo.

Los tiempos medidos en 20 cm (T_{20}) y 40 cm (T_{40}) cuantifican la fluidez de los hormigones después del obstáculo. No obstante, cabe reseñar que estos tiempos no son representativos de la fluidez del hormigón cuando ocurren efectos de bloqueo, dado que ello supone un freno en el árido grueso, resultando que las mezclas que pasan tienen mucha más pasta que el hormigón retenido en la caja (figura 8a). Para tiempos

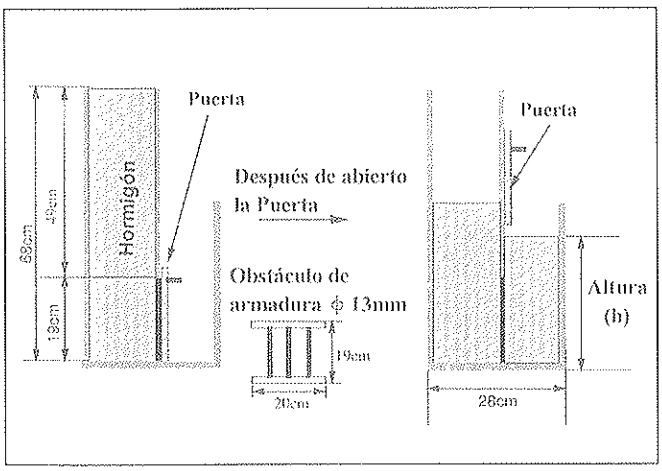


Figura 6 - Detalle del aparato U.

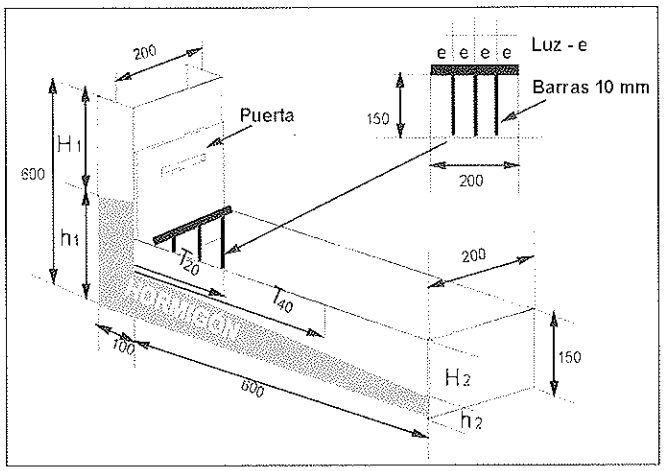


Figura 7 – Detalles del aparato de la Caja-L.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

de fluidez del hormigón sin bloqueo (ver figuras 8b y 8c), Bartos and Grauers (37) recomienda los siguientes tiempos: $T_{20} < 1{,}0$ s y $T_{40} < 2{,}0$ s. Con el hormigón en reposo las alturas h_2 y h_1 se miden y permiten determinar h_2 y h_1, cuya razón h_2/h_1 es el parámetro que cuantifica indirectamente el bloqueo; en este sentido, para que no se presente bloqueo dicha relación debe ser $\geq 0{,}80$. Tal como se ha expuesto, la utilización de este procedimiento se limita al estudio del bloqueo, si bien permite realizar con este criterio estudios relativos a la optimización de los materiales componentes de la mezcla, tanto en términos de su naturaleza como de sus proporciones óptimas.

3.5. Ensayo de la Columna

Actualmente, para evaluar la resistencia a la segregación de los HAC se han desarrollado diferentes ensayos que consisten en analizar el asentamiento de los áridos gruesos en el interior de columnas de ensayo.

Ambroise et al. (38) y Hamada et al. (18) han desarrollado un ensayo, el cual se ilustra en la figura 9a, que consiste en verter el hormigón sin compactar dentro de una columna. Cuando el hormigón ha alcanzado una determinada resistencia, se corta la muestra de acuerdo a lo expuesto en la figura 9a.. A continuación se separa el árido grueso y se pesa, evaluándose el porcentaje de árido grueso presente en cada una de las partes seccionadas.

Conocido como ensayo GTM, Bartos (39) y Petersson (40) proponen un ensayo que consiste en verter aproximadamente 10 litros de hormigón en una columna; transcurridos 15 minutos se procede al tamizado de la parte superior, determinando el contenido de mortero.

En la figura 9b se esquematiza la propuesta de Sedran y De Larrard (35), en la cual se coloca el hormigón sin compactar en una probeta cilíndrica, y una vez endurecido se ensaya a compresión diametral (ensayo brasileño); se determina sobre la cara interior de la probeta la altura (e) correspondiente al asentamiento del árido grueso con tamaño superior a 8 mm.

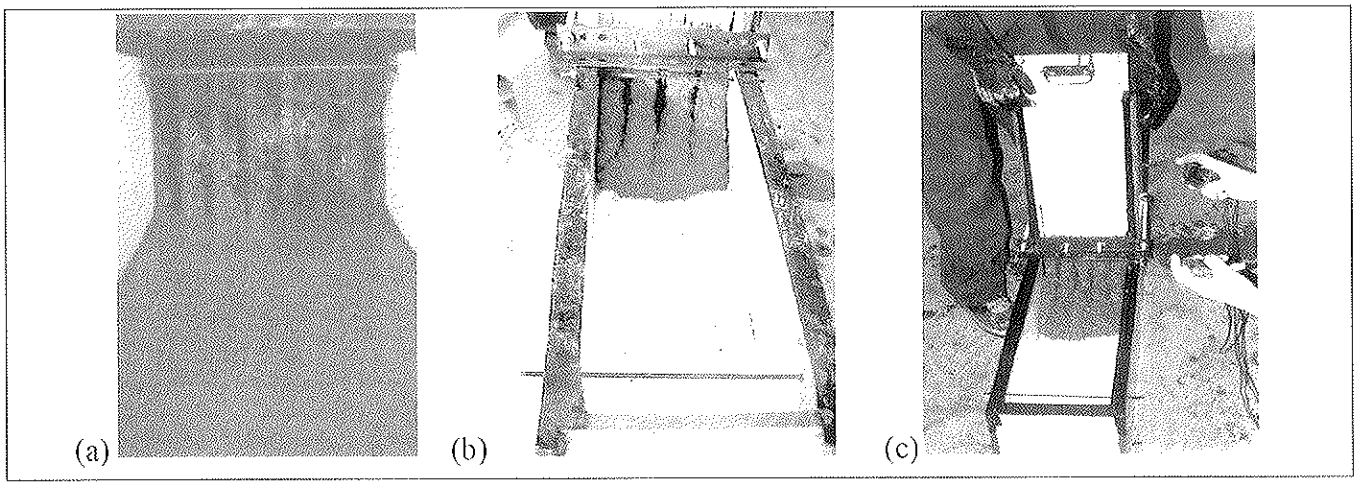


Figura 8 – Detalle del método: (a) Bloqueo, (b) Flujo y (c) Medida del tiempo.

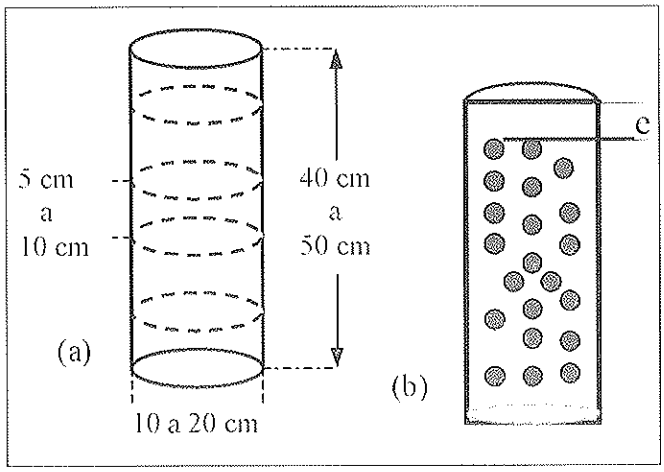


Figura 9 – Ensayos para determinar la segregación.

3.6. Orimet, Orimet & Anillo-J y Extensión del Flujo & Anillo-J

El ensayo del Orimet fue desarrollado por Bartos en 1978, presentándose en la figura 10a, la esquematización del mismo. Se mide el tiempo que tardan aproximadamente 10 litros de hormigón en fluir por un tubo vertical pasando por un pequeño embudo a la salida. Su aplicación es para hormigones de alta trabajabilidad y con tamaño máximo del árido que no exceda los 20 mm (41). Actualmente, el equipo incluye dos barras de hierro de 10 mm dispuestas perpendicularmente al flujo para limitar el paso del hormigón a través del orificio. El tiempo de flujo se asocia a la habilidad de fluir o del relleno en el sentido de que cuanto menor es el tiempo de flujo mayor es la habilidad del hormigón de fluir; para HAC se recomiendan tiempos < 3 s (37, 42).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

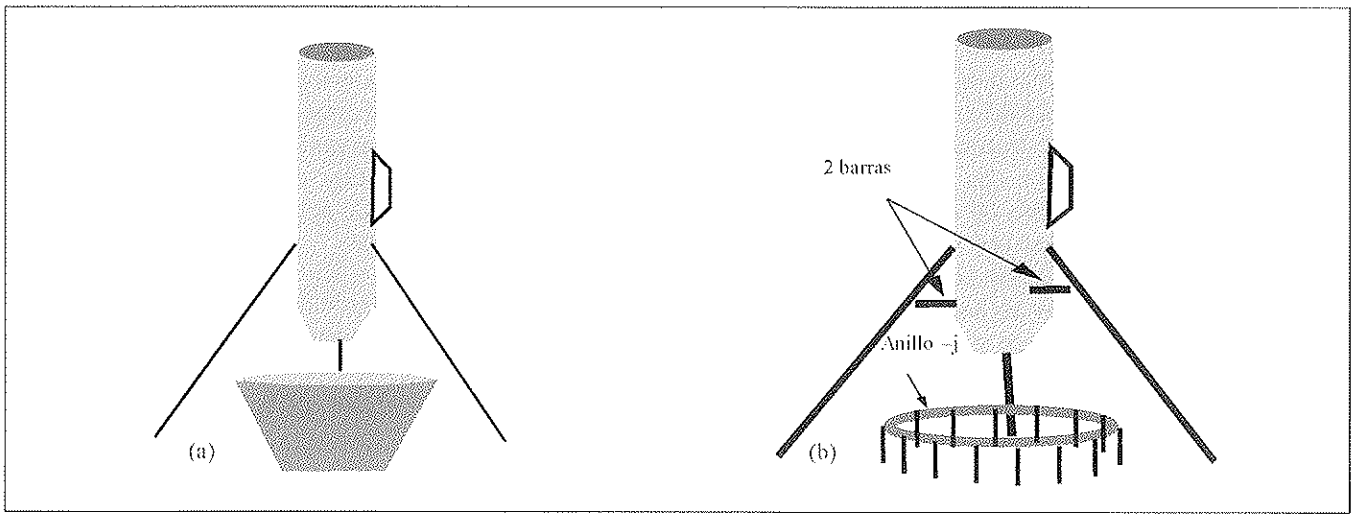


Figura 10 – Detalle del ensayo: (a) Orimet y (b) Orimet y Anillo-J.

A efectos de evaluar la habilidad o facilidad de paso del hormigón después de fluir a través del orificio del orimet, la prueba puede combinarse con la utilización del anillo denominado Anillo-J, conocido en inglés por Jring; este equipo consiste en un anillo de 30 cm de diámetro y 12 cm de altura; en el mismo se disponen barras verticales con una adecuada separación entre ellas, tal como se muestra en la figura 10b (39). Este mismo anillo ha sido también utilizado con el cono de Abrams como una combinación del ensayo de extensión del flujo y Anillo-J.

3.7. Ensayo del Tamiz

Este ensayo tiene por objeto evaluar la habilidad del hormigón para pasar entre las armaduras. El método, desarrollado por Ozawa et al. (26), consiste en aplicar una pequeña presión a un volumen de 30 litros de hormigón y medir el volumen

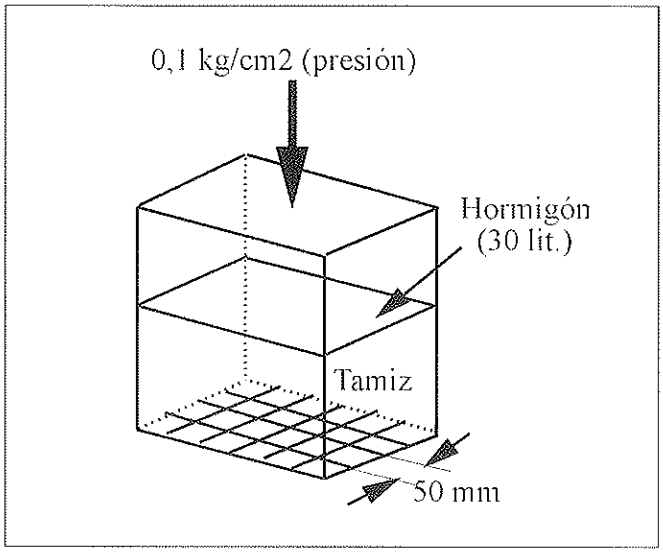


Figura 11 – Ensayo para el estudio de la habilidad de pasar.

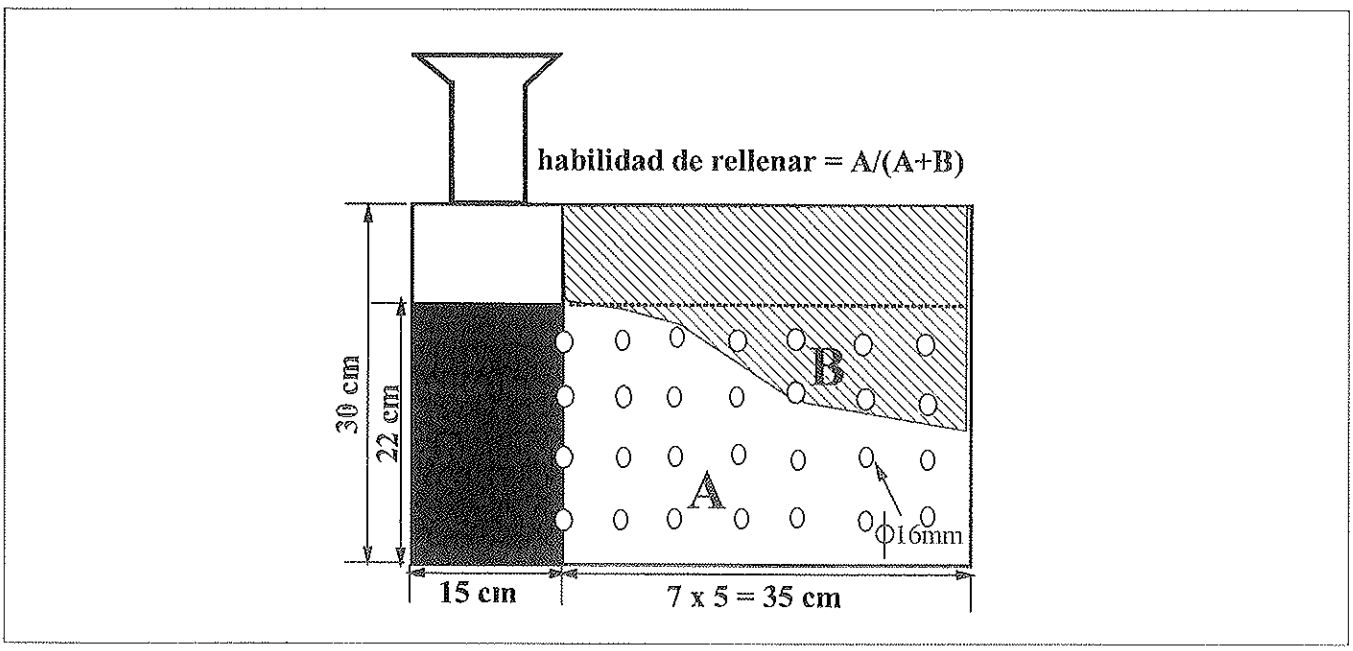


Figura 12 – Ensayo del recipiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

que pasa por un tamiz dispuesto inferiormente; el volumen medido se asocia a la habilidad de pasar que tiene el hormigón. El equipo, esquematizado en la figura 11, tiene una sección transversal de 30 x 30 cm con una capacidad de 35 litros.

3.8. Ensayo del recipiente

Este ensayo, desarrollado por Yurugi et al. (19), es un ensayo utilizado para evaluar la habilidad de relleno. El equipo y la geometría del mismo se exponen en la figura 12, con sección transversal 30 x 50 x 30 cm. El método consiste en introducir el hormigón en la sección libre de obstáculos (sin armadura) hasta una altura de 220 mm. Una vez se ha detenido el flujo en el interior del recipiente con armadura, se determina el área ocupada por el hormigón en la sección con armaduras, la cual permite cuantificar la habilidad o facilidad de relleno del hormigón.

4. CONCLUSIONES

En este artículo se ha expuesto una revisión actualizada de los criterios de diseño y procedimientos de caracterización más utilizados en el ámbito de los hormigones autocompactables (HAC).

El estudio presentado pone de manifiesto, por una parte, que los criterios de diseño se fundamentan en una base netamente empírica, no existiendo en la actualidad un método de dosificación propiamente dicho para estos hormigones. Por otra parte, la caracterización de su comportamiento en fresco frente a las exigencias requeridas a estos hormigones supone un cambio sustancial respecto al planteamiento tradicional utilizado en hormigones ordinarios, el cual se basa, esencialmente, en la utilización del ensayo del cono de Abrams.

Los ensayos presentados se refieren, fundamentalmente, a la evaluación de la habilidad o facilidad de fluir del material, sin presentar segregación ni bloqueo, empleando procedimientos de ensayo de carácter gravitatorio; es decir, evaluando el flujo del material en condiciones naturales, no forzadas, y utilizando para ello técnicas sencillas de ensayo. En este sentido, no se ha incidido explícitamente en este trabajo en otras técnicas más sofisticadas basadas en la caracterización reológica del hormigón mediante reómetros o viscosímetros.

Si bien los procedimientos de ensayo expuestos no son procedimientos estandarizados o normalizados, y su naturaleza es en gran medida semi-cualitativa, constituyen un punto de partida para avanzar en el conocimiento y la caracterización de estos hormigones en aras a establecer las bases para una utilización sistemática de los mismos. Ello se justifica por las notables ventajas derivadas de la posibilidad de eliminar la compactación en el contexto de un proceso constructivo en hormigón, asociadas éstas, entre otros, tanto a aspectos económicos (disminución de costes al eliminar la etapa de compactación) como medioambientales (eliminación de ruidos vinculados a la compactación).

Agradecimientos

Los autores quieren mostrar su agradecimiento por el soporte recibido a través de los proyectos de investigación TRA99-0788 y PB98-0298 de la CICYT, y FEDER 2FD97-1973-C02-02 de la CICYT y la Comisión Europea. P.C.C. Gomes agradece a CAPES (Coordinación de Personal de Nivel Superior) y a la Universidad Federal de Alagoas-Brasil la financiación recibida para realizar sus estudios de doctorado en la UPC.

REFERENCIAS

1. Okamura, H., "Self-Compacting High-Performance Concrete," Concrete International, Vol. 19, No. 7, 1997, pp. 50-54.

2. Okamura, H. y Ouchi, M., "Self-Compacting Concrete. Development, Present Use and Future," 1st Intnl. RILEM Symp. on Self-Compacting Concrete, Ed. A. Skarendahl y Ö. Petersson, Editorial: RILEM Publicaciones S.A.R.L., Cachan, Francia, 1999, pp. 3-14.

3. Takeuchi, H., Higuchi, M. y Nanni, A., "Application of "Flowable" Concrete in a Tunnel Lining," Concrete International, Vol. 16, No. 4, 1994, pp. 26-29.

4. Maeda, M.K., Yamada, K. y Uchida, A., "Evaluation of the Practicability of SCC," 1st Intnl. RILEM Symp. on Self-Compacting Concrete, Ed. A. Skarendahl y Ö. Petersson, Editorial: RILEM Publicaciones S.A.R.L., Cachan, Francia, 1999, pp. 617-628.

5. Wetzig, V., "SCC for Tunnel-lining," 1st Intnl. RILEM Symp. on Self-Compacting Concrete, Ed. A. Skarendahl y Ö. Petersson, Editorial: RILEM Publicaciones S.A.R.L., Cachan, Francia, 1999, pp. 669-680.

6. Botte, J., Burdin, J. y Zermatten, M., "SCC Tunnel Applications: Cleuson Dixence Project and Loetschberg Basis Tunnel, Switzerland," 1st Intnl. RILEM Symp. on Self-Compacting Concrete, Ed. A. Skarendahl y Ö. Petersson, Editorial: RILEM Publicaciones S.A.R.L., Cachan, Francia, 1999, pp. 681-694.

7. Campion, M. J. y Jost, P., "Self-Compacting Concrete, Expanding the Possibilities of Concrete Design and Placement," Concrete International, Vol. 22, No. 4, 2000, pp. 31-34.

8. McLeish, A., "Flowable Concrete for Structural Repairs," Production Methods and Workability of Concrete, Ed. P.J.M. Bartos, D.L. Marrs y D.J. Cleand, Editorial: E & FN Spon, Londres, 1996, pp. 515-522.

9. Nagai, T., Kojima, T. y Miura T., "Application of High-Strength/Superworkable Concrete to Thin-Wall Prestressed Concrete Products," Mag. Concr. Res., Vol. 51, No. 3, 1999, pp. 153-162.

10. Umehara, H., Hamada, D., Yamamuro, H. y Oka, S., "Development and Usage of Self-Compacting Concrete in

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Precast Concrete Field," 1st Intnl. RILEM Symp. on Self-Compacting Concrete, Ed. A. Skarendahl y Ö. Petersson, Editorial: RILEM Publicaciones S.A.R.L., Cachan, Francia, 1999, pp. 705-716.

11. Steigenberger, J., "The Use of SCC for Precast Elements," 1st Intnl. RILEM Symp. on Self-Compacting Concrete, Ed. A. Skarendahl y Ö. Petersson, Editorial: RILEM Publicaciones S.A.R.L., Cachan, Francia, 1999, pp. 717-721.

12. Bennenk, H. W., "SCC and the New Era for the Precast Concrete Industry," 1st Intnl. RILEM Symp. on Self-Compacting Concrete, Ed. A. Skarendahl y Ö. Petersson, Editorial: RILEM Publicaciones S.A.R.L., Cachan, Francia, 1999, pp. 695-704.

13. Bartos, P.J.M., Marrs, D.L. y Cleand, D.J., Proc. Intnl. RILEM Conference on Production Methods and Workability of Concrete, Editorial: E & FN Spon, Londres, 1996.

14. Skarendahl, A. y Petersson, Ö., Ed., "First Intnl. Symposium on Self-Compacting Concrete," Editorial: RILEM Publicaciones S.A.R.L., Cachan, Francia, 1999.

15. Ouchi, M., Ed., Proc. Second International Symposium in Self-Compacting Concrete (Tokio, Japón), RILEM Publicaciones S.A.R.L., Cachan, Francia, 2001.

16. Domone, P. L. y Chai, H.W., "Design Testing of Self-Compacting Concrete," Production Methods and Workability of Concrete, Ed. P.J.M. Bartos, D.L. Marrs y D.J. Cleand, Editorial: E & FN Spon, Londres, 1996, pp. 223-252.

17. Davoust, P., "New Admixture for Self-Compacting Concrete," 1st Intnl. RILEM Symp. on Self-Compacting Concrete, Ed. A. Skarendahl y Ö. Petersson, Editorial: RILEM Publicaciones S.A.R.L., Cachan, Francia, 1999, pp. 461-472.

18. Hamada, D., Sato, T., Tamato, F. y Minizunuma, T., "Development of New Superplasticizer and its Application to Self-Compacting Concrete," Sixth Canmet/ACI International Conference on Superplasticizer and Other Chemical Admixtures in Concrete, ACI SP-195. Ed. V. M. Malhotra, ACI, 2000, pp. 269-290.

19. Yurugi M., Sakata N., y Sakai G., "Viscosity Agent and Mineral Admixtures for Highly Fluidized Concrete," Concrete Under Several Conditions, Ed. K. Sakai, N.Banthia y O.E.Gjfrv, Editorial: E & N Spon, Londres, 1995, pp. 995-1004.

20. Sakata, N., Maruyama, K. y Minami, M., "Basic Properties and Effects of Welan Gum on Self-Consolidating Concrete," Production Methods and Workability of Concrete, Ed. P.J.M. Bartos, D.L. Marrs y D.J. Cleand, Editorial: E & FN Spon, Londres, 1996, pp.237-253.

21. Khayat, K. H. y Guizani, Z., "Use of Viscosity-Modifying Admixture to Enhance Stability of Fluid Concrete," ACI Mater. J., Vol. 94, No. 4, 1997, pp. 332-340.

22. Khayat, K. H. y Yahia, A., "Effect of Welan Gum-High-Range Water Reducer Combinations on Rheology of Cement Grout," ACI Mater. J., Vol. 94, No. 4, 1997, pp. 365-372.

23. Ouchi, M., Hibino, M. y Okamura, H., "Effect of Superplasticizer on Self-Compactability of Fresh Concrete," Transportation Research Record, No. 1574, 1997, pp. 37-40.

24. Petersson, Ö., Billberg, P. y Van, B.K., "A Model for Self-Compacting Concrete," Production Methods and Workability of Concrete, Ed. P.J.M. Bartos, D.L. Marrs y D.J. Cleand, Editorial: E & FN Spon, Londres, 1996, pp. 483-492.

25. Sedran, T., De Larrard, F., Hourst, F. y Contamines, C., "Mix Design of Self-Compacting Concrete," Intnl. RILEM Production Methods and Workability of Concrete, Ed. P.J.M. Bartos, D.L. Marrs y D.J. Cleand, Editorial: E & FN Spon, Londres, 1996, pp. 439-450.

26. Ozawa, K., Maekawa, K., y Okamura, H., "High Performance Concrete With High Filling Capacity," Admixtures for Concrete: Improvement of properties, Ed. E. Vázquez, 1990, pp. 51-63.

27. Tattersall, G. H. y Banfill, P. F. G., "The Rheology of Fresh Concrete," Editorial: Pitman Publishing, Londres, 1983.

28. Emborg, M., "Rheology Tests for Self-Compacting Concrete – How Useful are They for the Design of Concrete Mix for Full-Scale Production," 1st Intnl. RILEM Symp. on Self-Compacting Concrete, Ed. A. Skarendahl y Ö. Petersson, Editorial: RILEM Publicaciones S.A.R.L., Cachan, Francia, 1999, pp. 95-107.

29. Kakuta, S. y Kokado, T., "A New Workability Test on Consolidation-Free Flowing (CFF) Concrete," Production Methods and Workability of Concrete, Ed. P.J.M. Bartos, D.L. Marrs y D.J. Cleand, Editorial: E & FN Spon, Londres, 1996, pp.389 – 397.

30. Kawai, T. y Hashida, H., "Fundamental Research on the Rheological Properties of Super Workable Concrete," Japan Concrete Institute, Vol 16, No.1, 1994, pp. 125-130.

31. Beaupré, D., y Mindess, S., "Rheology of Fresh Concrete: Principles, Measurement, and Applications," Materials Science of Concrete V, Ed. J. Skalny, S. Mindess y M. Cohen, Editorial: American Ceramic Society, 1998, pp. 149-190.

32. JSCE-F503, "Method of Test for the Slump Flow of Concrete" Standards of Japan Society of Civil Engineers, 1990.

33. Hayakawa, M., Matsuoka, Y. y Shindoh, T., "Development and Application of Super-Workable Concrete," Special Concretes Workability and Mixing, Ed. P.J.M. Bartos, Editorial: E & FN Spon, Londres, 1993, pp. 183-190.

34. Taniguchi, H., Harada, K. y Ushijima, S., "Study on Properties of Fluidity of Mortar and Concrete for Super Workable Concrete," Japan Cement Association, No. 48, 1994, pp. 750-755.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

35. Sedran, T. y De Larrard, F., "Optimization of Self-Compacting Concrete Thanks to Packing Model," 1st Intnl. RILEM Symp. on Self-Compacting Concrete, Ed. A. Skarendahl y Ö. Petersson, Editorial: RILEM Publicaciones S.A.R.L., Cachan, Francia, 1999, pp. 321-332.

36. Ozawa, K., Sakata , N. y Okamura, H., "Evaluation of Self Compactability of Fresh Concrete - Using the Funnel Test," Japan Society of Civil Engineers, Vol. 23, No. 490, 1994, pp. 71-80.

37. Bartos, P. J. M. y Grauers, M., "Self-Compacting Concrete" Concrete, Vol. 33, No. 4, 1999, pp. 9-13.

38. Ambroise, J., Chabannet, M., Rols, S., y Pera, J., "Basic Properties and Effects of Starch on Self-Levelling Concrete," Intnl. RILEM Symp. on The Role of Admixtures in High Performance Concrete, Ed. J.G. Cabrera y Rivera-Villareal, 1999, pp. 377-386.

39. Bartos, P. J. M., "Key Properties of Fresh Self-Compacting Concrete: A Case for Standardisation," Seminar on Self-Compacting Concrete (Malmö, Suecia), 2000, pp. 21-26.

40. Petersson, Ö., "Design of Self-Compacting Concrete, Properties of the Fresh Concrete," Seminar on Self-Compacting Concrete (Malmö, Suecia), 2000, pp. 15-20.

41. Bartos, P. J. M., "Fresh Concrete: Properties and Tests," Editorial: Elsevier Science Publishers B.V., 1992.

42. Sonebi, M., Bartos, P.J.M., Zhu, W., Gibbs, J. y Tamimi, A., Report of Task 4 – Properties of Hardened Concrete," Brite-EuRam project BRPR-CT96-0366, http//scc.ce.luth.se/. SCC, 2000, pp. 73.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

SEMINARIOS TORROJA
Tecnología de la Construcción y de sus Materiales
Ciclo n.º 42: Primavera de 2003

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

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

Los seminarios programados para el cuadragésimo segundo ciclo, correspondiente **a la primavera de 2003**, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
24 de abril	Luis **Fernández Luco** Ingeniero Civil (U. Buenos Aires) Instituto Eduardo Torroja, CSIC	*Hormigones ligeros estructurales y no estructurales*
8 de mayo	Eduardo **Car** Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería - UPC	*Modelos numéricos para la simulación del comportamiento de materiales compuestos estructurales*
22 de mayo	Jesús **Gómez Hermoso** Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Terminal Barajas UTE	*Nuevo edificio terminal del aeropuerto de Madrid Barajas. Proyecto y construcción*
5 de junio	José Luis **Lleyda Dionis** Ing. de Caminos, Canales y Puertos PRAINSA-ALVISA Ángel **Palomo Sánchez** Dr. en Ciencias Químicas Instituto Eduardo Torroja, CSIC	*Hormigones alcalinos exentos de cemento Portland. Aplicaciones en prefabricación*
19 de junio	Seamus **Devlin** Structural Engineer Manchester University Carlos **Alzórriz** Jefe de Producto IESA-EXPANDITE	*Juntas en Arquitectura: Movimiento y Fuego*

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Ensayos sobre comportamiento a largo plazo de vigas reforzadas con CFRP a la intemperie

Tests on long-term behaviour of CFRP strengthened beams exposed to weather

A. Recuero

J.P. Gutiérrez

C. López

A. de Diego

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

RESUMEN

Un gran número de infraestructuras en todo el mundo necesitan ser reparadas o reforzadas debido a la corrosión, el incremento del tráfico y el incremento de las cargas de servicio. Los polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) se están utilizando para la mejora de las estructuras existentes debido a que presentan ventajas respecto a los materiales convencionales como son la resistencia a la corrosión, ligereza y elevadas resistencia y rigidez específicas. En este artículo se presentan los ensayos realizados en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja sobre el comportamiento a largo plazo a la intemperie de vigas de hormigón armado reforzadas con laminados de CFRP pegados externamente.

SUMMARY

A great number of infrastructures worlwide is in need of repair or upgrade due to corrosion, increased traffic, and increased service loads. Carbon fibre reinforced polymer (CFRP) materials are being used for the upgrade of existing structures, given their advantages compared to conventional upgrade materials, such as corrosion resistance, lightweight, high strength-to-weight ratio and high stiffness-to-weight ratio. This paper presents the tests performed at Institute for Construction Sciences Eduardo Torroja about the long-term behaviour of reinforce concrete beams strengthened with externnaly bonded CFRP laminates and exposed to weather.

1. INTRODUCCIÓN

A menudo las estructuras de hormigón necesitan ser reforzadas o reparadas debido a múltiples causas: errores en el proyecto o en la ejecución, deterioro por corrosión de las armaduras, daños mecánicos, incremento de las cargas de tráfico, cambios de uso, etc.

Uno de los métodos de refuerzo más utilizados es el encolado de chapas de acero. Esta técnica presenta sin embargo serios inconvenientes como son la corrosión de la chapa de acero (que afecta a la adherencia hormigón-chapa) o las dificultades en el transporte y puesta en obra de elementos pesados con la consiguiente problemática de juntas, limitación de la longitud de las chapas, necesidad de emplear medios auxiliares pesados, etc.

Con el fin de evitar estos inconvenientes se desarrolló en los años ochenta (Meier, 1987) un nuevo sistema de refuerzo con materiales compuestos avanzados. Consiste en el pegado de laminados muy finos de fibra de carbono embebida en una matriz epoxi. Estos materiales se caracterizan por su ligereza, buena resistencia a la corrosión y al ataque de agentes ambientales. Además presentan buenas características mecánicas siendo su resistencia y rigidez específicas muy elevadas.

En los últimos años el esfuerzo investigador en este campo ha sido muy intenso, y en la actualidad el número de aplicaciones de FRP en refuerzo de estructuras en todo el mundo asciende a varios miles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Los estudios y aplicaciones realizados hasta el momento han demostrado la eficacia de este nuevo método de refuerzo (Saadatmanesh y Malek, 1998; Triantafillou et al. 2001; Nanni, 2001). Sin embargo, existen todavía algunas dudas acerca de su comportamiento a largo plazo. Los datos disponibles sobre durabilidad y evolución de las propiedades mecánicas con el tiempo son limitados (Plevris y Triantafillou, 1994; Soudki y Green, 1997; Myers et al., 2001; Hamilton y Dolan, 2000). En casi todos los casos se basan en ensayos acelerados que someten a las probetas a ambientes más severos que los reales y la extrapolación de los datos de ensayos acelerados para determinar el comportamiento a largo plazo no es sencilla.

El Instituto Eduardo Torroja ha realizado ensayos a flexión de larga duración en vigas reforzadas con laminados de CFRP. Las vigas reforzadas se han mantenido durante un año a la intemperie sometidas a carga estática. Concluido este período se han ensayado hasta rotura, comparando los resultados con los obtenidos en vigas reforzadas iguales pero que no habían sido sometidas a tensión ni expuestas a los agentes ambientales.

Estos trabajos forman parte del proyecto "Materiales Compuestos para su uso en refuerzo o rehabilitación de estructuras de edificación y de obra civil" (MAT97-1218-CO2-01), financiado por la CICYT.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1. Refuerzo de las vigas con CFRP

Los ensayos se han realizado sobre viguetas pretensadas de 20 cm de canto similares a las utilizadas en los forjados de edificación. Las vigas están fabricadas con un hormigón de 40 N/mm^2 de resistencia característica y acero de pretensar de 1.530 N/mm^2 de límite elástico. Tienen cuatro alambres en la zona de tracción y uno en la cabeza de compresión, de 5 mm de diámetro. La tensión inicial de la armadura es de 1.280 N/mm^2. Las pérdidas estimadas a largo plazo son del 30%. En la Figura 1 se muestra la sección de la vigueta.

Cada vigueta se ha reforzado a flexión mediante el pegado de una banda de laminado de fibra de carbono y resina epoxi. Se han utilizado laminados SIKA Carbodur, que se presentan en forma de bandas de 50 mm de anchura y 1,2 mm de espesor que se cortan a la longitud deseada. En la Tabla 1 se presentan las características de este material.

Para asegurar la perfecta adherencia de la banda de CFRP al hormigón se eliminó la capa exterior de mortero mediante chorro de arena seguido de las operaciones de limpieza y eliminación de materiales y partículas sueltas. En lo referente a la lámina se eliminó el polvo residual.

Una vez preparada la superficie de contacto se procedió a la operación de pegado de la banda a la parte inferior de la vigueta. Como adhesivo se empleó Sikadur 30. Las características de este material se encuentran en la Tabla 2.

2.2. Ensayos de flexión a largo plazo a la intemperie

Una vez reforzadas, cuatro de las viguetas se colocaron biapoyadas a la intemperie (ver Figura 2) y se cargaron, dos con carga puntual y dos con carga repartida en un tramo central. Para minimizar los posibles inconvenientes, que surgen de defectos de fabricación y asimetrías en la distribución de cargas, se fija la viga convenientemente a los apoyos para evitar la inestabilidad lateral y torsional de la misma.

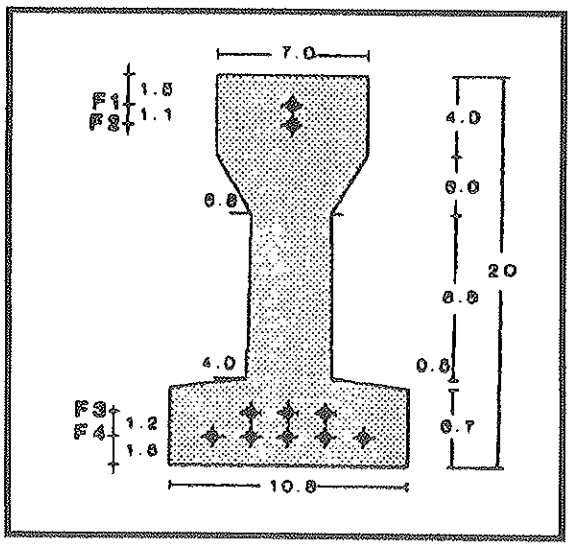


Figura 1. Sección de la vigueta.

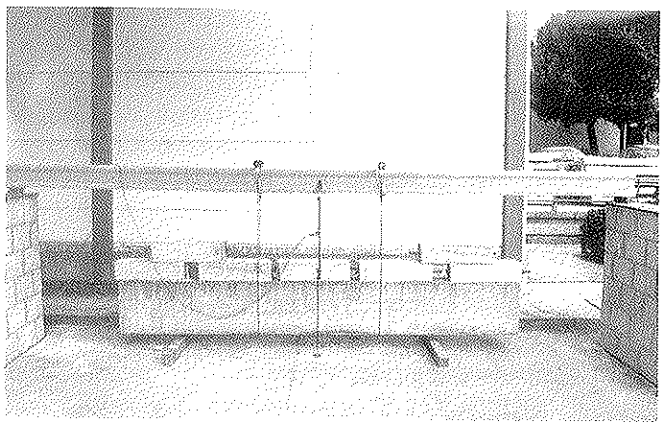


Figura 2. Ensayo a la intemperie.

Tabla 1. Características de las láminas

TIPO	MODULO DE YOUNG (N/mm^2)	RESISTENCIA A TRACCIÓN (N/mm^2)	TENSIÓN DE ROTURA (N/mm^2)	DEFORMACIÓN DE ROTURA (%)
Carbodur S	155000	> 2400	3100	> 1,9

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tabla 2. Características Sikadur 30

Resistencia a compresión	> 100 N/mm^2
Resistencia a la adhesión sobre el acero	> 26 N/mm^2
Resistencia a la adhesión sobre el hormigón	> 2 N/mm^2
Módulo de elasticidad	12800 N/mm^2

En la Figura 3 se observa el esquema de carga de las vigas con carga puntual.

$$M_U = 15{,}07\ m \cdot kN \longrightarrow P = 6{,}28\ k\,\mathrm{N}$$

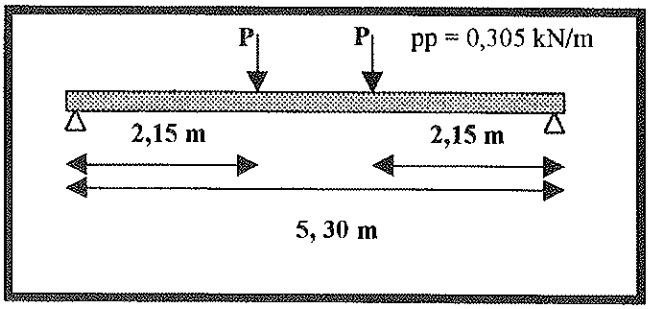


Figura 3. Esquema de la viga sometida a carga puntual.

El momento flector que solicita la zona central entre cargas aplicadas, considerando el peso propio, es de 14,22 m · kN, y el cortante de apoyo de 7,09 kN.

La relación entre el momento último de la viga sin reforzar y el momento solicitante es: Mu/M = 1,06; y la relación de cortante Vu/V > 1,2

En la Figura 4 se observa el esquema de carga de las vigas con carga repartida. Este ensayo fue puesto en carga mediante la colocación de cinco cargas gravitatorias en el tramo central de la viga. El momento flector en la sección central de la viga, considerando el peso propio, es de 13,63 m · kN, y el cortante de apoyo de 6,36 kN. La relación entre el momento último de la viga sin reforzar y el momento solicitante es: Mu/M = 1,10; y la relación Vu/V > 1,3.

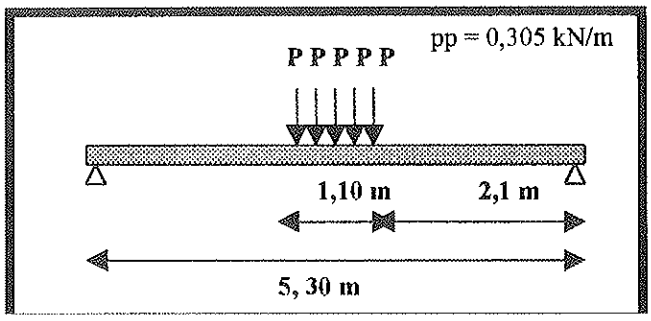


Figura 4. Esquema de la viga sometida a carga repartida.

Durante el tiempo que han permanecido en carga se ha registrado la relación flecha-tiempo en el punto medio de la viga. También se han medido las temperaturas para estimar la posible influencia de las deformaciones diferenciales de dilatación térmica.

En la Figura 5 se muestra la relación flecha-tiempo registrada en una vigueta sometida a carga puntual. Como se puede observar la flecha crece de forma rápida durante los primeros días de carga. En las dos primeras semanas se produce el 26% de la deformación diferida, a las 12 semanas el 54% y a las 40 semanas más del 95%, prácticamente estabilizándose a continuación.

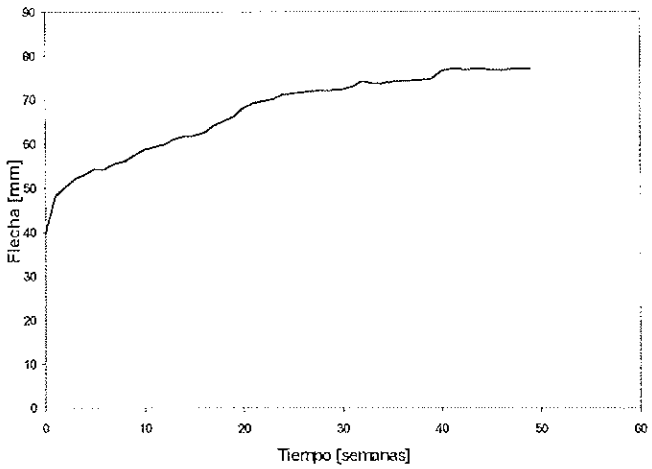


Figura 5. Flecha-tiempo.

2.3. Ensayos de flexión hasta rotura

Después de estar un año sometidas a carga estática a la intemperie las viguetas se han ensayado a flexión hasta rotura junto con otras vigas patrón igualmente reforzadas con historia de carga nula y no expuestas a las condiciones medioambientales. El comportamiento de los dos grupos de vigas fue muy similar. La diferencia más significativa observada fue que en el primer tramo del ensayo la deformación de las viguetas que habían estado cargadas fue 1,6 veces mayor que en las viguetas patrón, debido, en parte, a que el hormigón estaba ya fisurado. La carga de rotura media de las vigas patrón fue de 12,69 kN. La carga última media de la vigas sometidas a carga a la intemperie fue del mismo orden. No se observó ningún tipo de degradación ni de pérdida de propiedades en el refuerzo de CFRP, si bien en los ensayos no se ha agotado la máxima capacidad del refuerzo debido a que las viguetas rompieron por cortante.

Tampoco se ha observado ninguna diferencia en el modo de rotura entre las viguetas que habían estado sometidas a carga puntual y las que habían estado sometidas a carga repartida. Se habían utilizado estas dos configuraciones distintas de carga para estudiar la posible concentración de fisuras y fallo prematuro por despegue o daño local en el adhesivo o en la banda de CFRP motivados por la carga puntual, pero esta circunstancia no se produjo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

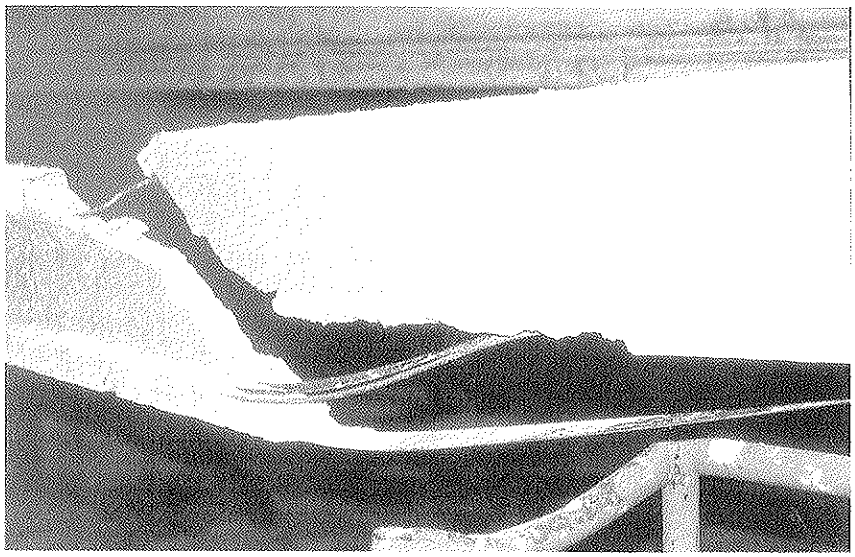


Figura 6. Rotura de una vigueta.

3. CONCLUSIONES

Se están desarrollando nuevos sistemas de refuerzo con materiales compuestos avanzados mediante el encolado de laminados muy finos de fibra de carbono. A pesar de las ventajas de este sistema de refuerzo caracterizado por su ligereza, buena resistencia a la corrosión y al ataque de agentes ambientales, excelentes características mecánicas, especialmente su elevada resistencia a tracción, y facilidad de puesta en obra, existen todavía dudas acerca de su comportamiento a largo plazo bajo condiciones medioambientales variables.

El Instituto Eduardo Torroja ha ensayado viguetas reforzadas con CFRP manteniéndolas durante un año cargadas a la intemperie, y tras este período de tiempo no se ha observado ningún deterioro ni pérdida de propiedades en el refuerzo de CFRP. Sin embargo, dado que el número de viguetas ensayadas ha sido muy limitado, se cree conveniente realizar más ensayos. En este sentido hay que señalar que la experimentación a la intemperie con cargas estáticas sobre elementos aislados tipo vigueta no es fácil de llevar a cabo. En los ensayos realizados se han encontrado dificultades en la aplicación de las cargas y se han producido inestabilidades laterales que han provocado la rotura prematura de varias viguetas. Para posteriores ensayos se considera más adecuada la utilización de sistemas estructurales formados por dos o más viguetas con algún tipo de elementos de unión que permita la estabilización lateral de las mismas y una más fácil aplicación de las cargas gravitatorias.

4. REFERENCIAS

1. Meier, U. (1987). *Bridge Repair with High Performance Composite Materials.* Material and Technik. Vol. 15, 125-128.

2. Saadatmanesh, H.; Malek, A.M. (1998). *Design Guidelines for flexural strengthening of RC Beams with FRP Plates.* ASCE Journal of Composites for Construction. Vol. 2. Nº 4, 158-164.

3. Triantafillou, T.; Matthys, S.; Taerwe, L. (2001) *Design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement.* Proceedings of the fifth international conference on fibre-reinforced plastic for reinforced concrete structures, Cambridge, UK, 157-166.

4. Nanni, A. (2001). *Relevant Field Applications fo FRP Composites in Concrete Structures.* Composites in Constructions (J. Figueiras, eds.) 661-670.

5. Hamilton, H.R.; Dolan, C.W. (220). *Durability of FRP reinforcements for concrete.* Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 2, Nº. 2, 139-145.

6. Myers, J.J.; Murthy, S.S.; Micelli, F. (2001). *Effect of combined environmental cycles on the bond of FRP sheets to concrete.* Composites in Constructions (J. Figueiras, eds.), 339-344.

7. Plevris, N.; Triantafillou, T.C. (1994). *Times-dependent behaviour of RC members strengthened with FRP laminates.* ASCE Journal of Structural Engineering, 120(3), 1016-1042.

8. Soudki, K.A.; Green, M.F. (1997). *Freeze-thaw response of CFRP wrapped concrete.* Concrete International, 19, 64-72.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ELU de Cortante en Vigas: Aproximación Histórica y Verificación Experimental del Tratamiento de la EHE

ULS of shear in beams: historical approach and experimental verification of the EHE procedure

Antoni Cladera Bohigas
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor asociado de la ETSECCP de Barcelona, UPC

Antonio R. Marí Bernat
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático de la ETSECCP de Barcelona, UPC

RESUMEN

La entrada en vigor de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE ha reabierto el debate sobre la resistencia a cortante de elementos de hormigón estructural. Diferentes aspectos, como la resistencia de elementos sin armadura transversal, la cuantía mínima de armadura de cortante, el efecto tamaño, la contribución virtual del hormigón Vc en la resistencia son estudiados detalladamente.

Este artículo pretende, por una parte, clarificar los mecanismos de resistencia a cortante en el hormigón estructural, a través de un repaso histórico del estado del conocimiento y de los diferentes modelos creados a tal fin, haciendo especial hincapié en las aportaciones más recientes como la teoría modificada del campo de compresiones (MCFT), un modelo simple, basado en la mecánica del hormigón estructural que proporciona excelentes resultados. Finalmente se estudia el tratamiento que la Instrucción EHE hace del tema de cortante, comparando con resultados experimentales sus predicciones, así como las de diversas normativas y del modelo MCFT. Se concluye que para vigas sin armadura a cortante, la EHE presenta muy buena correlación con los resultados experimentales. Sin embargo, para vigas con armadura a cortante los resultados son conservadores y con un coeficiente de variación muy elevado.

SUMMARY

The release of the Spanish Concrete Code EHE has brought up again the debate about the shear design provisions for reinforced concrete members. Different aspects, as the shear strength of beams without web reinforcement, the minimum amount of shear reinforcement, the size effect, and the concrete virtual contribution V_c in the shear strength are studied.

This paper tries to clarify the mechanism of shear strength transfer for concrete beams, by historically introducing different approaches for shear design. The paper remarks the most recent proposes, as the modified compression field theory (MCFT), a simple model providing good accuracy over a wide range of conditions that considers the main factors affecting the shear response of a concrete beam. Finally, a statistical analysis has been carried out to compare test results with the EHE shear design provisions, and results predicted by other codes and the MCFT. It is concluded that for beams without shear reinforcement the EHE provides a very good correlation with the empirical tests. However, for beams with stirrups the predictions are conservative and present a very high coefficient of variation.

1. INTRODUCCIÓN, ÁMBITO Y OBJETIVOS

Tras el lanzamiento de la Instrucción Española EHE, se ha reabierto el viejo debate sobre la resistencia a cortante al aparecer cambios de gran importancia en los artículos referentes al ELU de cortante. A modo de ejemplo, algunos elementos sin armadura a cortante que podían resistir cierto

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

nivel de carga con la Instrucción EH-91 necesitan ahora una cierta cantidad de armadura a cortante para resistir la misma carga.

Los objetivos principales de este artículo son clarificar el mecanismo de resistencia a cortante en vigas de hormigón con y sin armadura de cortante, e introducir históricamente los diferentes modelos de diseño. Aunque se ha intentado citar todos los trabajos fundamentales, muchos buenos artículos podrían haber sido inconscientemente omitidos. Además, se ha prestado más atención al diseño de regiones tipo B, definidas según Schlaich et al. (1987). La figura 1 muestra la distribución de las regiones tipo D y tipo B, donde D significa discontinuidad y B proviene de viga (beam) o Bernoulli. En regiones tipo D, la distribución de deformaciones es significativamente no lineal y los modelos de bielas y tirantes son especialmente importante para estas regiones. Por otro lado, en las regiones tipo B la distribución de deformaciones es lineal y la respuesta de un elemento de hormigón será primordialmente debido a una respuesta tipo viga, que implica que el brazo mecánico (z) es constante, a excepción de miembros pretensados, en los que el brazo mecánico pueda variar. El extremo opuesto ocurre si la tracción en la armadura longitudinal permanece constante y el brazo mecánico varía (fig. 2). Esto sucede si el flujo de cortante no puede ser transmitido debido a que el acero longitudinal no presenta adherencia, o si el flujo de cortante se impide por una fisura inclinada que se extiende desde la carga a las reacciones. En este caso, el cortante es transmitido por el efecto arco.

El artículo también presenta la 'Modified Compression Field Theory'(MCFT, Vecchio and Collins, 1986), como un modelo simple que proporciona buenos resultados en un amplio rango de condiciones, y que considera los parámetros principales que afectan al mecanismo resistente de cortante.

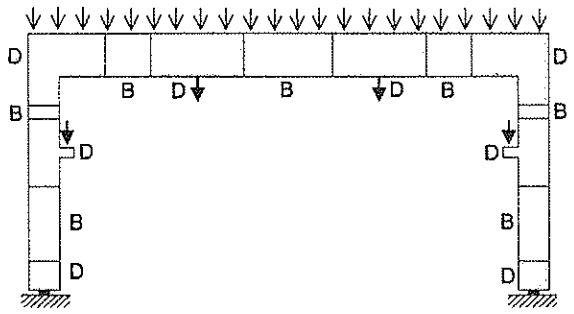


Fig. 1: Regiones B y D (adaptado de Schlaich et al,1987).

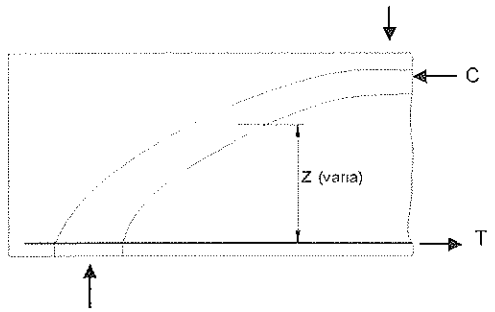


Fig. 2: Efecto arco.

Un estudio estadístico compara la actual Instrucción EHE con resultados experimentales existentes. También se comparan los resultados utilizando la EH-91 y un programa de ordenador basado en la MCFT. Finalmente se extraen conclusiones y propuestas para futuras investigaciones.

2. VIGAS DE HORMIGÓN SIN ARMADURA A CORTANTE

Desarrollo histórico.

Antes de la fisuración, la tensión máxima de corte en el alma se puede calcular asumiendo la teoría tradicional para vigas homogéneas, elásticas y no-fisuradas

$$\tau = \frac{V\,Q}{I\,b} \qquad (1)$$

donde I es el momento de inercia de la sección transversal, Q el primer momento alrededor de la fibra neutra del área comprendida entre el extremo de la sección al punto en el que se desea calcular la tensión tangencial, y b el ancho del elemento en el punto en cuestión.

La figura 3 muestra las trayectorias de la tensión principal de compresión en una viga no fisurada y la fotografía de una viga de hormigón armado fisurada por cortante. Aunque existe una cierta similitud entre ambos esquemas, cabe señalar que no es de ningún modo perfecta. La fisuración por flexión que precede la fisuración por cortante hace variar el campo elástico de tensiones hasta tal extremo que la fisuración diagonal tiene lugar para una tensión principal de tracción de apenas un tercio de la tensión que predeciría un modelo elástico del hormigón (MacGregor and Bartlett 2000).

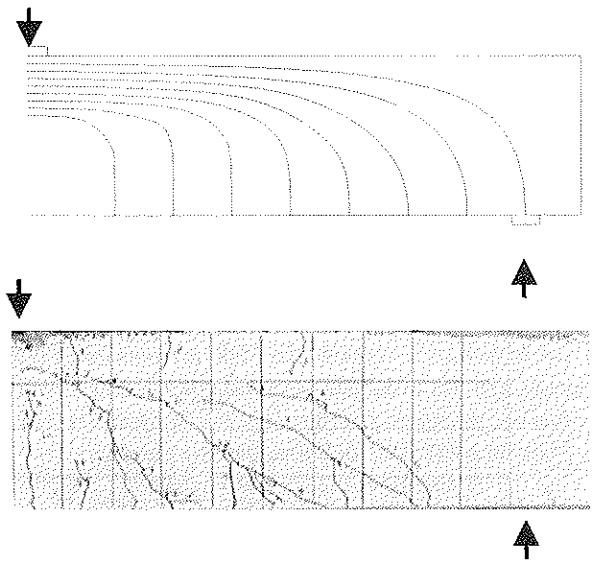


Fig. 3– Trayectorias de la tensión principal de compresión en una viga no fisurada y fotografía de una viga de hormigón fisurada por cortante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

En 1902, Mörsch obtuvo la distribución de tensiones de corte para una viga de hormigón armado con fisuras de flexión. Mörsch predijo que la tensión tangencial alcanzaría su valor máximo en la fibra neutra, es decir, donde la deformación longitudinal es nula, y permanecería constante hasta la armadura longitudinal de flexión (fig. 4). El valor del esfuerzo cortante máximo sería, siendo bw es el ancho del alma y z el brazo mecánico de flexión:

$$\tau = \frac{V}{b_w z} \qquad (2)$$

Mörsch reconoció que la anterior formula era una simplificación, ya que parte de la fuerza transversal podía ser resistida mediante la inclinación de la compresión principal, y las costillas de hormigón entre las fisuras longitudinales flectarían produciendo fuerzas de dovela en el acero longitudinal.

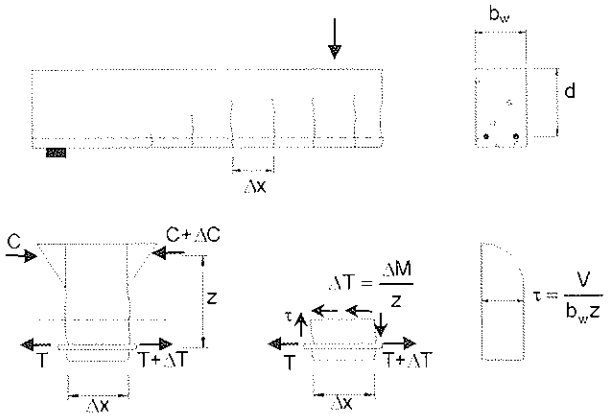


Fig. 4– Distribución de las tensiones tangenciales en una viga de hormigón armado con fisuras de flexión (adaptado de Collins y Mitchell, 1991).

En 1964, Kani propuso una aproximación más realista considerando el problema de la flexión de los 'dientes' de hormigón entre las fisuras a flexión. El hormigón entre dos fisuras adyacentes se consideraba análogamente a un diente en un 'peine'(fig. 5). Se asumía que los dientes de cortante eran voladizos empotrados en la zona de compresión de la viga y cargados por el cortante horizontal proveniente de la armadura longitudinal. Aunque esta teoría no cubría la mayor parte de los mecanismos resistentes frente a cortante, fue probablemente el principio de teorías más racionales.

Fenwick y Paulay (1968), trabajando en modelos de 'dientes', señalaron la importancia de las fuerzas que se transfieren a través de las fisuras en vigas de hormigón mediante el mecanismo cortante-fricción. Taylor (1974), también evaluando el modelo de Kani, encontró que para vigas normales de hormigón las componentes del mecanismo resistente eran: cortante en la zona de compresión (20-40%), cortante fricción (35-50%) y efecto dovela (15-25%).

Hamadi y Regan (1980), basados en un extenso trabajo experimental de cortante entre superficies, publicaron un análisis de un modelo de 'dientes'. Se suponía que las fisuras eran verticales y que su espaciamiento era igual a la mitad del canto efectivo de la viga. Reineck (1991) desarrolló aún más el modelo de 'dientes', considerando todos los mecanismos resistentes frente al cortante, y llevo a cabo un calculo totalmente no lineal incluyendo compatibilidad. Reineck (1991), basándose en su modelo mecánico, derivó una fórmula explícita para el esfuerzo último de cortante, que se ajustaba a los ensayos experimentales tan bien como muchas fórmulas experimentales.

Kani planteó el problema del efecto tamaño en 1967, cuando demostró que al aumentar el canto de una viga, disminuía la tensión de corte de rotura. Al incrementar el canto de la viga, el ancho de fisura en puntos sobre la armadura longitudinal tiene a aumentar. Algunos autores creen que esto lleva a una reducción del engranamiento de áridos, dando lugar a una fisuración diagonal más temprana. Collins y Kuchma (1999) demostraron que el efecto tamaño desaparece en vigas sin armadura a cortante cuando éstas contienen suficiente armadura horizontal distribuida en el alma. Otros autores (Ba_ant y Kim, 1984) creen que la consecuencia más importante de fisuras más anchas es una menor tensión de tracción residual en la superficie de la fisura.. La figura 6 muestra los resultados de los ensayos de Shioya et al. (1989) en los que se observa la gran influencia del efecto tamaño y del tamaño máximo del árido.

La aplicación de los modelos de bielas y tirantes, que tiene su base teórica en el teorema del límite inferior de la plasticidad, requiere una cantidad mínima de armadura distribuida en todas las direcciones, para asegurar una ductilidad suficiente que permita la redistribución de las tensiones internas después de la fisuración. Sin embargo, es posible extender estos modelos de bielas y tirantes utilizando un planteamiento claramente diferente. Marti (1980) extendió el modelo basado en la plasticidad usando un criterio de plastificación de Mohr-Coulomb para hormigones con tensiones de tracción.

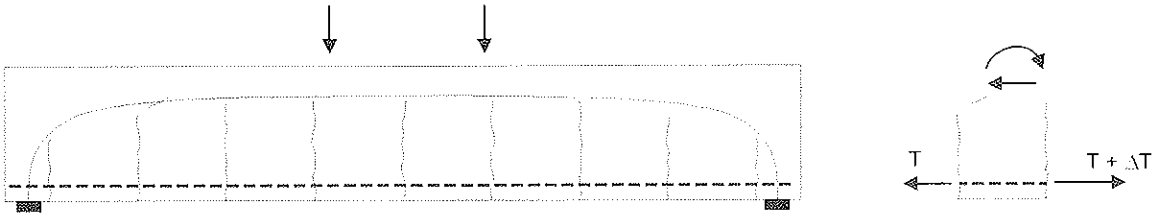


Fig. 5– Modelo del peine de Kani para vigas fisuradas sujetas a cortante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

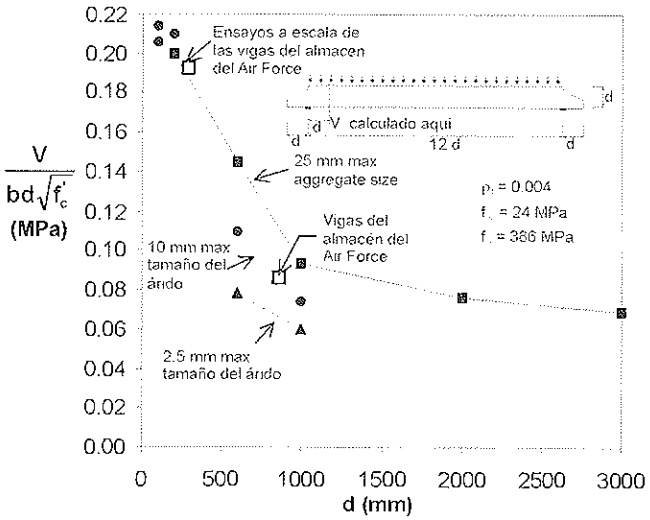


Fig. 6 – Influencia del canto de la viga y del tamaño máximo del árido en la tensión de corte de rotura (ensayos de Shioya et al.1989).

En 1987, Schlaich sugirió un modelo refinado de bielas y tirantes que incluye tirantes de hormigón traccionado. Reineck demostró que tales modelos de bielas y tirantes cumplen con su modelo de 'dientes'.

Los métodos empíricos han sido muy importantes en el desarrollo de ecuaciones para el diseño de elementos de hormigón sin armadura a cortante. La ecuación (3) representa el límite inferior de tensiones medias de corte en rotura. Todas las ecuaciones en este artículo están expresadas en N, MPa y mm.

$$\frac{V_c}{bd} = \tau = \frac{\sqrt{f_c}}{6} \qquad (3)$$

Esta conocida expresión, base de la resistencia a cortante de la Instrucción EH-91, es un razonable límite inferior para vigas de pequeño canto sin esfuerzo axil y que presentan, como mínimo, un 1% de armadura longitudinal(ACI-ASCE Committee 445, 1998).

El Código Modelo CEB-FIP (1990) sugiere la formula empírica más sofisticada basada en la formulación de Zsutty (1968, 1971), añadiendo un término adicional para tener en cuenta el efecto tamaño (eq. 4). Se debería remarcar que la ecuación del CM-90 incluye el factor de seguridad de material del hormigón. Para no tenerlo en cuenta, sería necesario substituir el coeficiente 0.12 por 0.15

$$\frac{V_c}{bd} = 0,12\left(1+\sqrt{\frac{200}{d}}\right)\left(\frac{3d}{a_s}\right)^{1/3}\left(100\rho_s f_{ck}\right)^{1/3} \qquad (4)$$

La formulación de Zsutty considera la influencia de la resistencia característica del hormigón y la cantidad de armadura longitudinal, rw. Cuando esta cuantía es pequeña, las fisuras de flexión se extienden más arriba dentro de la viga y su ancho es mayor con respecto a una viga similar pero con una mayor cuantía de armadura longitudinal.

En la anterior fórmula cabe remarcar que el término función de d/a_s es de muy difícil evaluación en el caso de vigas bajo cargas repartidas, ya que as es la luz a cortante y se define como la distancia del apoyo al punto de aplicación de la carga puntual.

La Instrucción EHE adoptó la formula anterior añadiendo un término para considerar la influencia de los esfuerzos axiles y eliminando el término del factor d/a_s. Un esfuerzo axil de tracción disminuye la resistencia a cortante, mientras que un esfuerzo axil de compresión la incrementa.

$$\frac{V_c}{bd} = 0,12\left(1+\sqrt{\frac{200}{d}}\right)\left(100\rho_s f_{ck}\right)^{1/3} - 0,15\sigma'_{cd} \qquad (5)$$

donde σ'_{cd} vale N_d/A_c, siendo N_d el esfuerzo axil mayorado incluyendo la fuerza de pretensado (tracción positivo) y Ac el area de la sección de hormigón. El coeficiente de seguridad de minoración de la resistencia característica del hormigón está implícitamente incluido en la ecuación (5). El coeficiente 0.12 de dicha ecuación se debería cambiar por 0.15 para no tenerlo en cuenta.

De todos modos, elementos sin armadura a cortante sujetos a esfuerzos axiles grandes de compresión y cortante pueden fallar de manera muy frágil en el momento de la formación de la primera fisura diagonal (Gupta y Collins 1993). Por ello, debería utilizarse un planteamiento conservador para estos elementos.

Gastebled y May (2001) han desarrollado recientemente un modelo de mecánica de fractura para la rotura a cortante de vigas de hormigón armado sin armadura a cortante. Suponen que la carga última a cortante se alcanza cuando una fisura horizontal se empieza a propagar a la altura de la armadura longitudinal. Adoptando el formato del Código Modelo su ecuación resulta

$$\frac{V_c}{bd} = 0,15\,\frac{37.41}{\sqrt{d}}\left(\frac{3d}{a_s}\right)^{1/3}\left(100\rho_w\right)^{1/6}\left(1-\sqrt{\rho_w}\right)^{2/3} f_c^{0,35} \qquad (6)$$

Se debe remarcar que los resultados obtenidos de la ecuación analítica anterior (6) se comparan muy bien con la ecuación empírica del CM-90 (4) (Gastebled et al. 2001). Sin embargo, la ecuación analítica da una mayor importancia al efecto tamaño que la formulación del Código Modelo.

Se han propuesto un gran número de modelos de mecánica de fractura que tienen en cuenta el hecho de que existe una tensión de tracción de pico en la proximidad de la punta de la fisura y una tensión de tracción reducida en la zona de la fisura. Este planteamiento ofrece una posible explicación al efecto tamaño. Dos modelos de mecánica de fractura muy conocidos son el modelo de la fisura ficticia (*'fictitious crack model'*, Hillerborg et al. 1976), y el modelo de la fisuración en bandas ('crack band model', Bazant y Oh,1983).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

La Teoría Modificada del Campo de Compresiones (MCFT, Vecchio y Collins 1986) es un modelo general para la obtención de la respuesta (carga-deformación) de elementos de dos dimensiones de hormigón armado fisurado sometidos a cortante. La MCFT, tal y como se discute más adelante en este artículo, se formula en términos de tensiones medias y es necesario una comprobación para asegurar que las cargas resistidas por las tensiones medias puedan ser transmitidas a nivel local a través de la fisura. Para elementos sin armadura a cortante, las tensiones locales en la fisura siempre controlan la capacidad del elemento, y las tensiones medias sólo se utilizan para estimar la inclinación de la fisura diagonal crítica.

El ASCE-ACI Committee 445 enfatizó que aunque los modelos de 'dientes' refinados y la teoría modificada del campo de compresiones resuelven el problema desde diferentes posiciones, el resultado al final de ambos métodos es muy parecido para miembros sin armadura a cortante. Ambos métodos consideran que la capacidad de las fisuras diagonales para transferir cortante es el factor más importante para determinar la resistencia a cortante.

Mecanismos resistentes a cortante para vigas sin armadura a cortante

El informe del ASCE-ACI Committee 426 en 1973 identificó los siguientes cuatro mecanismos de resistencia a cortante: tensiones de corte en el hormigón no fisurado, cortante transferido en la superficie de la fisura, conocido como engranaje de áridos o cortante-fricción, el efecto dovela o resistencia a la cizalladura de la armadura longitudinal, y el efecto arco. En 1998, el informe del ASCE-ACI Committee 445 presentó un nuevo mecanismo llamado tensiones de tracción residuales transmitidas directamente a través de las fisuras. Existen diferentes opiniones acerca de la relativa importancia de cada mecanismo, dando lugar a distintos modelos para elementos sin armadura a cortante. Las fuerzas internas en una viga fisurada se muestran en la figura 7.

Las tensiones tangenciales en el hormigón no fisurado no son un mecanismo muy importante para vigas esbeltas sin esfuerzo axil de compresión porque la profundidad de la zona de compresión es relativamente pequeña. Por otro lado, tras una significativa plastificación de la armadura longitudinal, en los puntos de máximo momento gran parte del cortante se resiste mediante este mecanismo.

El cortante transferido en la superficie de la fisura estaba basado en el engranamiento de los áridos y, por tanto, en áridos que proveen resistencia contra el deslizamiento al proyectarse mas allá de la fisura. Sin embargo, como las fisuras parten el árido en los hormigones ligeros y de alta resistencia, y en cambio, también existe cierta capacidad de transmitir esfuerzo cortante a través de la fisura, el termino fricción es más apropiado. Los cuatro parámetros básicos que influyen en el cortante fricción son la tensión tangencial en la superficie de la fisura, la tensión normal, el ancho de fisura, y el deslizamiento de la fisura. Walraven (1981) llevó a cabo numerosos experimentos y desarrolló un modelo que consideraba la probabilidad de que los áridos, idealizados como esferas, se extiendan más allá de la superficie de la fisura (fig. 8). Al

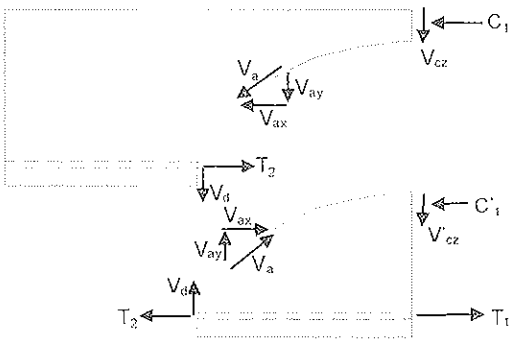


Fig. 7 – Fuerzas internas en una viga de hormigón fisurada sin armadura a cortante (adaptado de MacGregor y Bartlett 2000).

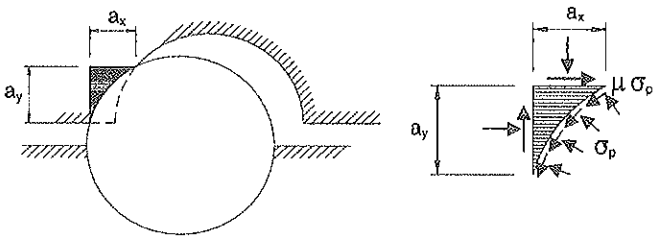


Fig. 8 – Modelo de Walraven de cortante-fricción.

producirse deslizamiento, la matriz se deforma plásticamente en la superficie de contacto con el árido. Las tensiones en las zonas de contacto son una presión constante σ_p y un cortante también constante $\mu\sigma_p$. La geometría de la superficie de la fisura se describe de forma estadística en términos del contenido de áridos de la dosificación y la probabilidad de que los áridos se extiendan más allá de la superficie de la fisura.

El efecto dovela no es muy significativo en elementos sin armadura a cortante, ya que el cortante máximo que puede transmitir está limitado por la resistencia a tracción del hormigón del recubrimiento. A pesar de ello, en elementos con grandes cantidades de armadura longitudinal distribuida en más de una capa puede ser significativo.

La importancia relativa del efecto arco es directamente proporcional a la relación entre la luz a cortante (la distancia del soporte al punto de aplicación de la carga) y el canto efectivo, a/d. Vigas sin armadura a cortante, con un coeficiente a/d menor que 2.5, desarrollan fisuras inclinadas y, después de una redistribución interna de tensiones, son capaces de resistir un incremento de carga gracias al efecto arco. La figura 9 muestra la variación de la tensión de corte en rotura para una viga simplemente apoyada de hormigón armado cargada con dos cargas puntuales al variar la luz a cortante. Para estas vigas, ensayadas por Kani (1979), la tensión de corte en rotura se reduce un sexto al incrementar el factor a/d de 1 a 7. Como las vigas contenían una gran cantidad de armadura longitudinal, el fallo por flexión en el centro de la luz no se convertía en crítica hasta una relación a/d igual a 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

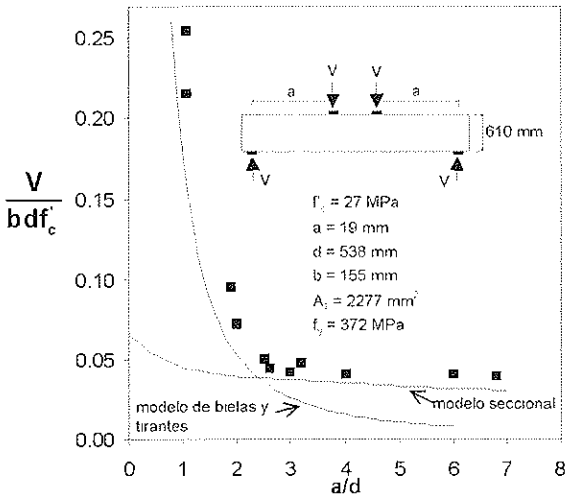


Fig.9 – Resistencias calculadas y observadas en vigas de hormigón armado ensayadas por Kani (adaptado de Collins y Mitchell 1991).

La explicación básica de las tensiones de tracción residuales entre fisuras es que cuando el hormigón fisura, se forman pequeños puentes de hormigón entre las superficies que continúan transmitiendo tensiones de tracción hasta anchos de fisura en el rango de 0.05-0.15 mm. La aplicación de modelos de mecánica de fractura se basa en la premisa de que las tracciones residuales son el principal mecanismo resistente frente al esfuerzo cortante.

3. ELEMENTOS CON ARMADURA DE CORTANTE.

A principios del siglo XX, los modelos de celosía eran utilizados como herramientas conceptuales en el análisis y diseño de vigas armadas de hormigón. Ritter (1899) y Mörsch (1902) postularon independientemente que tras la fisuración de una viga de hormigón armado debida a tensiones de tracción diagonales, ésta puede ser idealizada como una celosía de cordones paralelos con diagonales comprimidas inclinadas 45° con respecto al eje longitudinal de la viga. Algunos años más tarde, Mörsch (1920,1922) introdujo el uso de celosías para modelos de torsión. En estos modelos de celosía, donde no se considera la contribución del hormigón, las diagonales comprimidas de hormigón intentan alejar la superficie superior e inferior del hormigón, mientras que tensiones de tracción en los cercos las intentan unir (fig. 10 y 11). Debido al equilibrio estos dos efectos deben ser iguales. De acuerdo con el modelo de celosía de 45°, la capacidad máxima frente a tensiones cortantes se alcanza cuando los cercos plastifican, y ello corresponde a una tensión tangencial de

$$\tau = \frac{A_v f_y}{b_w s} = \rho_v f_y \qquad (7)$$

donde A_v es el área de armadura a cortante, s el espaciamiento de la armadura transversal, f_y el límite elástico, y b_w el ancho del alma.

En Estados Unidos se añadió un término adicional para mejorar la correlación con los resultados de los ensayos experimentales, pero nunca se explicó en términos físicos. Generalmente se ha tomado como la resistencia de la misma viga sin armadura a cortante, pero, en vista del diferente comportamiento en rotura de los dos casos, esta ecuación es físicamente incorrecta (Regan, 1993). De 1921 a 1951, cada edición del Código ACI incluía métodos de diseño cada vez menos conservadores (ASCE-ACI Committee 445), aunque Talbot (1909) había descubierto que el valor de la tensión de corte en rotura variaba según la cuantía de armadura de refuerzo, con la longitud relativa de la viga, la calidad y resistencia del hormigón, y con otros factores que afectaban la rigidez de la viga.

La rotura frágil (fig. 12) de los almacenes de Wilkins Air Force Depot en Shelby, Ohio, (Elstner et al. 1957, Anderson 1957) cuestionaron los métodos tradicionales de diseño a cortante. El colapso se produjo por la rotura a cortante de vigas de 914 mm de canto, que en las zonas de rotura, no contenían cercos y tenían sólo un 0.45% de armadura longitudinal. Las vigas fallaron por una tensión de corte menor que 0.5 MPa, una tensión de trabajo muy pequeña comparada a la permitida por el Código ACI en vigor en aquellos años. Estudios experimentales (Elstner et al. 1957) llevados a cabos por la Asociación de Cemento Portland utilizando vigas de 305 mm de canto indicaron que las vigas podían resistir un esfuerzo de corte de alrededor 1.0 MPa antes de la rotura. Sin embargo, la aplicación de una tensión de tracción de 1.4 MPa reducía la capacidad alrededor de un 50%. Se concluyó que las tensiones de tracción causadas por la restricción frente a la retracción y efectos térmicos fueron la razón por la que las

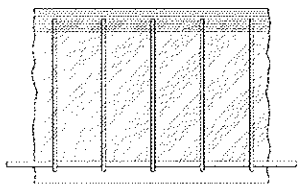


Fig. 11 - Analogía de la celosía de Morsch.

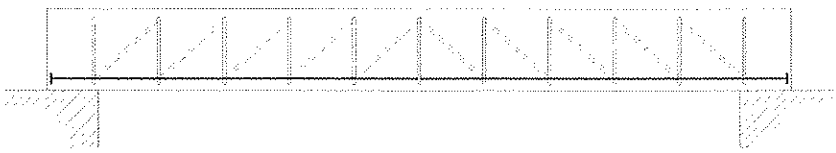


Fig. 10 – Modelo de Ritter.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

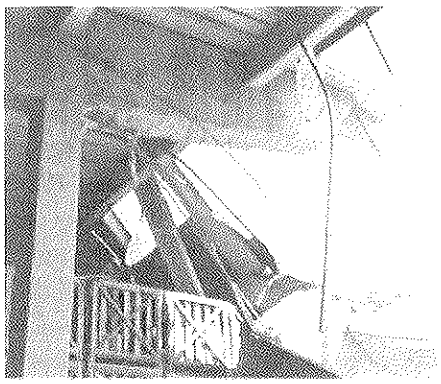


Fig. 12 - Wilkins Air Force Depot en Shelby, Ohio (MacGregor y Bartlett 2000).

vigas fallaron a tensiones de corte tan bajas. Sin embargo, como puede verse en el figura 6, en los estudios no se consideró el efecto tamaño al trabajar con modelos a escala, que era el auténtico motivo del colapso.

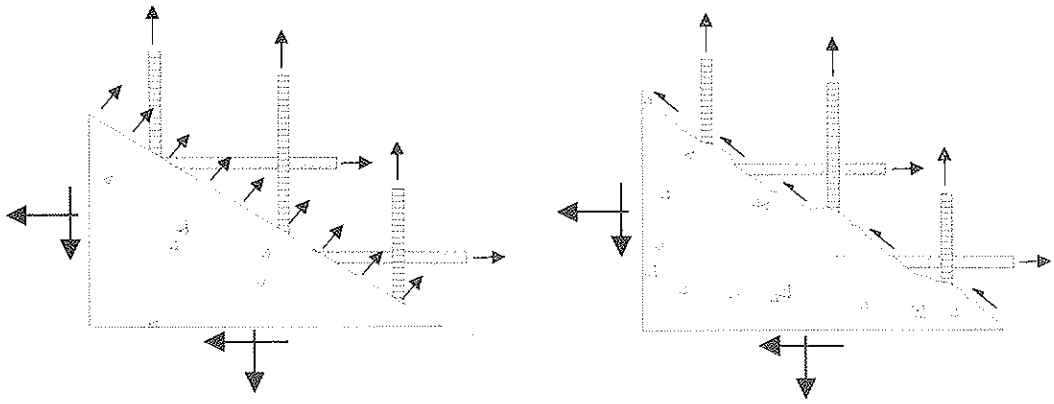
Las teorías de cortante/compresión se empezaron a desarrollar en los años 50. Esta teoría defiende que la rotura de una viga por cortante se debe al aplastamiento del hormigón de la zona comprimida al reducirse su altura debido a fisuras diagonales. Además, el valor máximo de las compresiones puede reducirse por efecto de las tensiones de corte. En 1958, Walther propuso el modelo probablemente más representativo de estas teorías. Sin embargo, debido a su gran complejidad resultó imposible extraer una solución explícita al valor de la tensión de corte en rotura.

El trabajo pionero de Ritter and Mörsch recibió un nuevo ímpetu en el periodo comprendido entre los años sesenta y ochenta. En Stuttgart, Leonhardt y Walther (1961), llevaron a cabo una extensa campaña experimental sobre vigas fallando a cortante y desarrollaron un modelo que combinaba los efectos viga y arco. Se mostró que estos dos mecanismos resistente interaccionan y que la importancia relativa de cada uno de ellos dependía según la esbeltez de la viga.

Durante estos años, la atención también se centró en modelos de celosía incluyendo diagonales con ángulos de inclinación variables tanto para vigas de hormigón armado y pretensado (Kupfer 1964). Kupfer proporcionó una solución a la inclinación de las fisuras diagonales considerando elementos en régimen elástico y despreciando la resistencia a tracción del hormigón. La teoría de la plasticidad también se extendió a su aplicación para dominios no plásticos (Nielsen and Braestrup 1975). Schlaich et al. (1987) extendió el modelo de celosía para vigas con diagonales uniformemente inclinadas. Esta aproximación es de particular importancia en regiones tipo D, donde la distribución de tensiones en el alma es significativamente no lineal.

En recientes normativas de diseño los modelos de celosía se utilizan frecuentemente. Por ejemplo, el Código ACI 318-95 todavía añade una contribución del hormigón a la capacidad obtenida utilizando una celosía de 45º. Otro método es el uso de celosías con un ángulo variable de inclinación de las diagonales. Se permite que la inclinación de las diagonales comprimidas difiera de 45º dentro de ciertos límites basados en la teoría de la plasticidad. El Código Modelo CEB-FIP (1978) adoptó una combinación de celosía de ángulo variable y un término de contribución del hormigón, al igual que hizo la Instrucción EHE.

Mitchell y Collins (1974) desarrollaron la Teoría del Campo Diagonal de Compresiones para elementos sometidos a torsión pura. La Teoría del Campo de Compresiones (CFT, Collins 1978) y la Teoría Modificada del Campo de Compresiones (MCFT, Vecchio y Collins 1986) extendió la primera teoría de 1974 al esfuerzo cortante. La MCFT (fig. 13) es un desarrollo de la CFT que añade la influencia de las tensiones de tracción del hormigón fisurado. Estos modelos consideran la respuesta carga/deformación de miembros en que la armadura de refuerzo trabaja con tracción uniaxial y el hormigón presenta un estado biaxial de tracción/compresión. Se hace la hipótesis de que las tensiones y deformaciones principales son coincidentes. Las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad, las relaciones tensión-deformación de la armadura de refuerzo y del hormigón tanto en tracción como compresión permiten obtener las tensiones y deformaciones medias, y el ángulo q para cualquier nivel de carga hasta la rotura. Ésta puede estar gobernada no por las tensiones medias, sino por las tensiones locales en la fisura. Por este motivo es necesario efectuar una comprobación en la fisura que supone la parte crítica de la MCFT y de las teorías derivadas a partir de ella. La comprobación en la fisura implica limitar las tensiones



a) tensiones medias b) tensiones en la fisura

Fig. 13 - MCFT: tensiones medias y tensiones en la fisura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

medias principales de tracción en el hormigón a un valor máximo determinado considerando la tensión de la armadura en la fisura y la capacidad de la superficie de la fisura para transmitir tensiones tangenciales.

Hsu y sus colegas de la Universidad de Houston (Berlabi and Hsu 1994, 1995) presentó el modelo de celosía con rotación del ángulo (*'Rotating-Angle Softened-Truss Model', RA-STM*). Al igual que la MCFT, este método supone que la inclinación de las tensiones principales de compresión, q, coincide con las deformaciones principales. Al aumentar el esfuerzo cortante, para miembros convencionales, q disminuye. De aquí el nombre de rotación del ángulo. Pang y Hsu (1995) limitaron la aplicabilidad de este modelo a los casos en que la rotación del ángulo no se desvía más que 12° respecto al ángulo fijo. Fuera de este rango ellos recomiendan el uso del modelo del ángulo fijo (*'fixed angle model', Pang y Hsu 1996*) que considera que las fisuras a cortante son paralelas a la dirección principal de tensiones de compresión definidas según las cargas aplicadas.

El modelo del campo de tensiones perturbado (*'Disturbed Stress Field Model', DSFM*), desarrollado por Vecchio (Vecchio 2000, Vecchio 2001) como una extensión de la MCFT, explícitamente incluye en las relaciones de compatibilidad un deslizamiento rígido a lo largo de la superficie de fisura. Esto permite una divergencia entre los ángulos de inclinación de las tensiones medias principales y las deformaciones aparentes medias en el hormigón. En el modelo las fisuras también rotas pero típicamente por detrás de la reorientación de las deformaciones principales. Vecchio et al. (2001) concluyeron que "los estudios de comprobación del DSFM también reafirmaron la versatilidad de la MCFT como un modelo simple que produce muy buenos resultados para un amplio rango de condiciones. A pesar de que la condición de coaxialidad de tensiones y deformaciones en la MCFT ha demostrado presentar algunos errores [...] su influencia en la predicción del comportamiento es mínima en la mayoría de casos".

Fuerzas internas en una viga con armadura de refuerzo a cortante

El propósito de la armadura de refuerzo a cortante es asegurar que se va a desarrollar totalmente la resistencia a flexión antes de producirse una rotura por cortante. Antes de la fisuración inclinada, la deformación en los cercos es igual a la deformación del hormigón que lo envuelve, y, por tanto, la tensión en los cercos antes de la fisuración por cortante será relativamente pequeña. De este modo, los cercos no previenen la fisuración por cortante y sólo entran en carga tras la formación de dichas fisuras.

La figura 14 muestra las fuerzas internas de una viga con armadura a cortante tras la formación de una fisura inclinada. El cortante transferido mediante tracción en los cercos vale V_s. Para equilibrar V_s es necesario que exista una fuerza de compresión C_1' y un fuerza de corte V'_{cz} actuando en la parte de la viga bajo la fisura. Por tanto, T_2 será menor que T_1, su diferencia dependiendo de la cantidad de armadura de refuerzo en el alma. De todos modos, la fuerza T_2 será mayor que $T = M/z$ correspondiente al momento flector en la sección A-A'.

Modelos de celosía

Los modelos de celosía son una excelente herramienta conceptual para mostrar las fuerzas que existen en una viga de hormigón fisurada. El modelo de 45° de Mörsch puede mejorarse considerando que θ, es decir la inclinación de las bielas, es típicamente menor de 45°. La figura 15 resume las condiciones de equilibrio para este tipo de celosías.

El valor de la tensión principal de compresión, f_2, puede obtenerse del diagrama de la figura 15

$$f_2 = \frac{V}{b_w s}(\tan\theta + \cot\theta) \tag{8}$$

La fuerza de tracción en la armadura longitudinal debida al cortante vale

$$N_v = V\cot\theta \tag{9}$$

Las tensiones de compresión en el alma, f_2, tienden a separar las alas superiores e inferiores. Para evitarlo, la fuerza de tracción en los cercos debe igualar a la componente vertical de la fuerza de compresión en el alma

$$\frac{A_v f_y}{s} = \frac{V}{z}\tan\theta \tag{10}$$

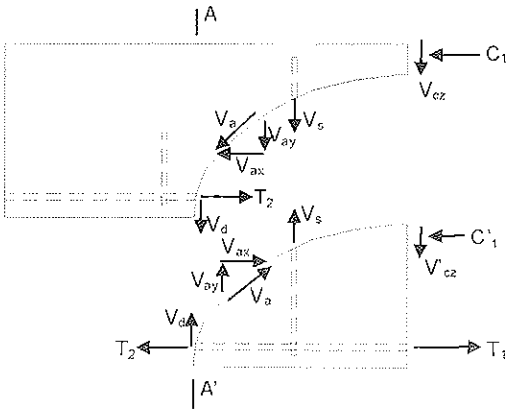


Fig. 14 – Fuerzas internas en una viga fisurada de hormigón armado con armadura a cortante (adaptado de MacGregor et al. 2000).

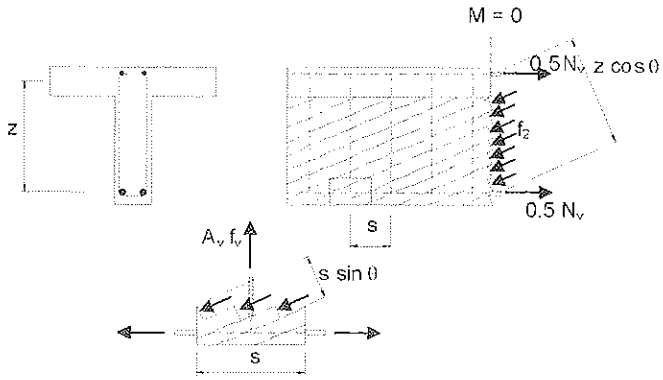


Fig. 15 – Condiciones de equilibrio para un modelo de celosía de ángulo variable (adaptado de Collins y Mitchell 1991).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Las anteriores ecuaciones de equilibrio no son suficientes para calcular las tensiones en una viga causadas por un cortante dado. Existen cuatro incógnitas (la tensión principal de compresión, la fuerza de tracción en la armadura longitudinal, la fuerza de tracción en los cercos y la inclinación, θ, de las tensiones principales de compresión).

En los modelos tradicionales de celosías el cortante de rotura de una viga se determina a partir de las ecuaciones de equilibrio asumiendo que los cercos plastifican y que θ= 45°. Por otro lado, se puede asumir una tensión de compresión en el hormigón f_2 en rotura, y entonces encontrar V y θ. Estos planteamientos que consideran los mecanismos de rotura, se refieren como métodos plásticos. Nielsen (1984) resumió ampliamente estos métodos.

La Instrucción EHE asume que puede añadirse una contribución del hormigón, V_c, a la contribución del acero. Esta contribución del hormigón se toma como aproximadamente el 85% de la carga de fisuración por cortante de la misma viga sin estribos en el caso de considerar θ= 45°. Se debería enfatizar que tomar V_c igual a la carga de fisuración por cortante es aproximadamente cierto si se asume que la proyección horizontal de la fisura es d (MacGregor et. al, 2000). Si se considera un ángulo de inclinación menor de forma que z·cotq es mayor que d, debería ser utilizado un valor más pequeño de V_c. Para valores de θ cercanos a 30°, que se utilizan en las celosías plásticas, V_c tiende a cero, como asume la Instrucción EHE mediante el factor b, que multiplica la contribución del hormigón V_c

$$V = V_s + \beta V_c \qquad (11)$$

Para elementos de hormigón no pretensados y sin esfuerzo axil, β vale 1 si θ es tomado como 45°. Si se asume que cot θ es igual a 2 (θ ≈ 26,6°) entonces β = 0.

A partir de un modelo de celosía es posible identificar los diferentes modos de rotura que pueden producir el colapso de una viga por cortante:

Rotura causada por la plastificación de los cercos. Asumiendo que todos los cercos que atraviesan una fisura plastifican en la rotura, el cortante resistido por los cercos vale

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \qquad (12)$$

Sin embargo, la armadura de cortante es incapaz de resistir el esfuerzo cortante si no es atravesada por ninguna fisura inclinada. Si la separación entre los estribos es mayor que d, es posible que una fisura se forme a 45° sin interceptar ningún cerco. Por este motivo, el espaciamiento máximo de los cercos debería ser d o menor.

En una viga plana con cercos alrededor de su perímetro, las tensiones diagonales de compresión tiendes a ser resistidas por la armadura longitudinal de las esquinas, como se muestra en la figura 16. Esta situación se puede mejorar mediante el uso de estribos con más de dos ramas verticales. El Código Modelo CEB-FIP 1990 sugiere que la separación máxima de las ramas verticales se debería limitar al mínimo de 2d/3 o 800 mm. Serna et al. (2000) concluyeron que el uso de estribos con dos ramas verticales en vigas planas debería estar prohibido y que la distancia máxima transversal entre las ramas debería limitarse a d.

La ecuación (12) se basa en la hipótesis de que todos los cercos plastifiquen en rotura. Esto será cierto sólo si los cercos están correctamente anclados. Como la distancia de anclaje entre una fisura inclinada y el paramento del hormigón puede ser muy pequeña se recomienda el uso de barras de pequeño diámetro así como el uso de patillas con la geometría adecuada.

Además, fisuras a cortante anchas son estéticamente inaceptables y pueden permitir la entrada de agua u otros agentes corrosivos en el interior de la fisura provocando la corrosión de la armadura. Los anchos de fisura son menores utilizando cercos de pequeño diámetro poco espaciados. La utilización de armadura horizontal distribuida en las superficies del alma también es efectiva para reducir los anchos de fisuras. Algunas normativas, como la canadiense CSA-94, previene la formación de fisuras demasiado anchas limitando el cortante máximo que puede resistirse mediante los cercos

$$V_{s,max} = 0.8\phi_c \sqrt{f_c'}\, b_w d \qquad (13)$$

donde ϕ_c = 0.60 es el coeficiente de minoración del hormigón.

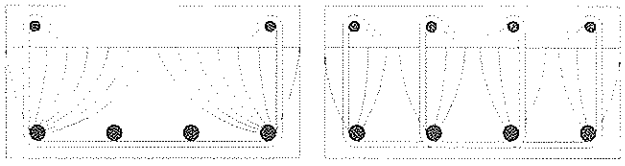


Fig. 16 – Flujo de tensiones diagonales de compresión en una viga plana (adaptado de MacGregor et al. 2000).

Rotura por cortante debido a la plastificación del hormigón. Según se ha indicado anteriormente y tal y como expresa la ecuación (8), el esfuerzo cortante causa tensiones de compresión en el alma. En vigas con el alma muy delgadas, se puede producir el aplastamiento del hormigón del alma. Para predecir la resistencia a cortante mediante el uso de celosías de ángulo variable es necesario utilizar un resistencia característica 'efectiva' del hormigón. El valor de $0.6f_{ck}$ es recomendado con frecuencia. Aparicio, Calavera y Del Pozo (1997) ensayaron siete vigas prefabricadas armadas y pretensadas para estudiar el aplastamiento del hormigón en el alma y desarrollaron un modelo de bielas y tirante que tiene en cuenta el efecto arco.

Rotura por cortante debido a la plastificación de la armadura traccionada. La componente longitudinal de las tensiones diagonales de compresión debe ser contrarrestada por una fuerza de tracción del mismo valor en la armadura longitudinal. Este incremento de tracción puede provocar la plastificación de la armadura longitudinal, provocado el colapso de la viga. La analogía de la celosía muestra que la fuerza en la armadura traccionada en un punto dado es

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

función del momento flector existente en una sección situada aproximadamente a una distancia dvcotq hacia la dirección de máximo momento, donde d_v es el brazo mecánico y puede tomarse como 0,9·d.

Armadura mínima a cortante

La rotura a cortante de una viga de hormigón sin armadura transversal es frágil y se produce sin previo aviso. Por este motivo es necesario proveer una cantidad mínima de armadura a cortante, que debe prevenir la rotura frágil en el momento de la formación de la primera fisura a cortante y, además, controlar el ancho de fisura para cargas de servicio.

La armadura mínima a cortante debe ser capaz de resistir las tensiones de tracción que el hormigón deja de absorber al fisurar. Para algunos tipos de elementos, como losas y zapatas, a veces no es necesario disponer de una armadura mínima ya que se puede producir una redistribución de las tensiones internas en el espesor del elemento.

La Instrucción EHE propone que la armadura mínima a cortante debe verificar

$$\sum \frac{A_\alpha f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq 0.02 f_{cd} b_0 \qquad (14)$$

donde A_α es el área de armadura a cortante por unidad de longitud inclinada un ángulo a con respecto al eje longitudinal de la viga, $f_{y\alpha,d}$ el límite elástico minorado de la armadura transversal inclinada α y f_{cd} la resistencia característica minorada del hormigón.

La ecuación anterior resulta muy conservadora al aumentar f_{ck}, ya que la aparición de la primera fisura diagonal no es proporcional a la resistencia característica del hormigón. Ensayos experimentales sugieren que la carga de fisuración por cortante aumenta proporcionalmente a la resistencia a tracción del hormigón.

El *Concrete Society Technical Report 49* (1998) propuso la siguiente ecuación en su guía para el diseño de hormigón de alta resistencia

$$A_{sv} \geq 0.4\left(\frac{f_{cu}}{40}\right)^{2/3} \frac{b_v s_v}{0.95 f_{yv}} \qquad (15)$$

donde A_{sv} es el área de la armadura transversal, s_v el espaciamiento de los cercos y f_{cu} la resistencia a compresión del hormigón en probeta cúbica. En la guía de diseño definen f_{cu} como el menor de $1.25f_c$ o f_c + 15 MPa.

Young et al. (1996) realizaron una campaña experimental sobre armadura mínima a cortante en hormigón convencional y de alta resistencia. Demostraron que la ecuación provista por el código CSA-94 (eq. 16) proporciona suficiente reserva de resistencia.

$$A_v \geq 0.06\sqrt{f'_c}\,\frac{b_w s}{f_y} \qquad (16)$$

Las tres ecuaciones indicadas proporcionan cantidades muy diferentes de armadura transversal, siendo dicha diferencia mayor a medida que aumenta la resistencia característica del hormigón (fig. 17).

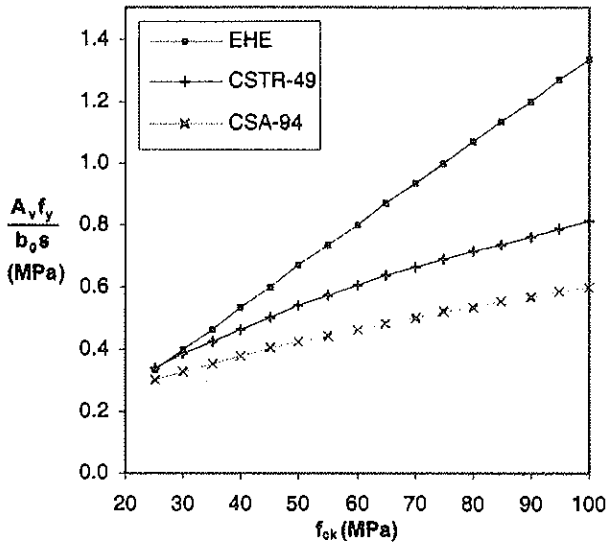


Fig. 17 – Comparación de la armadura mínima a cortante provista por diferentes normativas.

4. LA TEORÍA MODIFICADA DEL CAMPO DE COMPRESIONES (MCFT)

Mörsch (1922) sentenció que era absolutamente imposible determinar matemáticamente la pendiente de las fisuras inclinadas a cortante. Wagner (1929), resolvió un problema análogo cuando estudiaba la resistencia postcrítica tras la abolladura por cortante de vigas armadas de alma delgada. Wagner asumió que tras la abolladura, el alma de la viga era capaz de seguir transmitiendo cortante mediante un campo de tracciones diagonales, siempre y cuando existieran rigidizadores para anclar dicho campo. Wagner consideró que el ángulo de inclinación de las tensiones de tracción diagonales en el alma abollada coincidiría con el ángulo de inclinación de las deformaciones principales de tracción y se podía obtener mediante ecuaciones de compatibilidad de deformaciones del alma y de los rigidizadores.

Los modelos de campo de compresiones también determinan el ángulo θ considerando la compatibilidad de deformaciones de la armadura transversal, la armadura longitudinal, y el hormigón. Por tanto, estos modelos satisfacen equilibrio, compatibilidad de deformaciones y las relaciones tensión-deformación de los distintos materiales.

El primer método para determinar θ en cualquier momento de la historia de carga basado en la idea de Wagner fuer desarrollado por Collins y Mitchell (1974) para elementos sometidos a torsión pura. Sucesivos desarrollos llevaron a la Teoría Modificada del Campo de Compresiones (Vecchio y Collins, 1986).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

La MCFT es un modelo general para simular el comportamiento de elementos bidimensionales de hormigón armado fisurado sometidos a cortante y obtener la respuesta de los mismos en términos carga-deformación. Como se ha comentado anteriormente, modeliza el hormigón considerando tensiones en las direcciones principales y en el acero sólo tensiones axiles. El comportamiento tensión-deformación del hormigón en compresión y tracción fueron derivados originalmente de los ensayos de Vecchio (Vecchio y Collins, 1982).

La hipótesis que permite simplificar al máximo la MCFT es la asunción de que la dirección de las deformaciones principales coincide con la dirección de las tensiones principales. Esta hipótesis está justificada por medidas experimentales, que muestran que ambas direcciones principales son paralelas dentro de ±10°.

Las bielas de hormigón comprimido tienen una inclinación menor que las fisuras, y el campo de compresiones debe ser transferido a través de las fisuras, reduciendo la resistencia a la compresión del hormigón y induciendo tensiones tangenciales en la superficie de la fisura. Por este motivo se producen tensiones de tracción en el hormigón fisurado.

Las tensiones locales tanto en el hormigón como en la armadura de refuerzo varían de punto a punto en elementos fisurados, con altas tensiones de tracción en la armadura pero bajas tracciones en el hormigón en las fisuras. Debido a esta gran variación, en la MCFT las condiciones de compatibilidad relacionado las deformaciones en el hormigón fisurado con las deformaciones en la armadura de refuerzo se expresan en términos de deformaciones medias, donde éstas son medidas sobre longitudes mayores que el espaciamiento de fisura. Las ecuaciones de equilibrio, que relacionan las tensiones en el hormigón y la armadura con las cargas aplicadas, también se expresan en términos de tensiones medias.

De forma similar, las deformaciones utilizadas para las relaciones tensión-deformación son deformaciones medias, es decir, consideran conjuntamente los efectos combinados de las deformaciones locales en las fisuras, las deformaciones entre las fisuras, la pérdida de adherencia de las armaduras, y el deslizamiento de las fisuras. Las tensiones calculadas on también tensiones medias ya que implícitamente incluyen las tensiones entre fisuras, tensiones en las fisuras, tensiones tangenciales en la superficie de la fisura, y el efecto dovela. En este modelo, el hormigón fisurado se trata como a un nuevo material con relaciones propias tensión-deformación empíricamente obtenidas. Estas relaciones tensión-deformación pueden diferir de las curvas tradicionales para una probeta cilíndrica.

Las ecuaciones de equilibrio, las ecuaciones de compatibilidad y las relaciones tensión-deformación para el hormigón fisurado y la armadura permiten calcular las tensiones medias, las deformaciones medias y el ángulo θ para cualquier nivel de carga hasta la rotura.

La rotura de un elemento de hormigón armado puede estar gobernada por las tensiones locales en la fisura, en lugar de por las tensiones medias. Esta comprobación de las tensiones locales en la fisura es la parte crítica de la MCFT y de las diversas teorías derivadas de ella. Esta comprobación implica limitar la tensión media principal de tracción en el hormigón a un valor máximo determinado según la tensión del acero en la fisura y la capacidad de la superficie de la fisura de transmitir esfuerzos tangenciales.

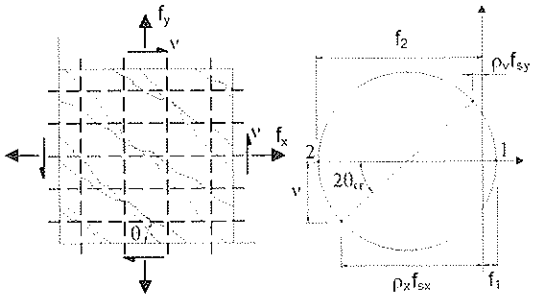


Fig. 18 – Equilibrio en término de tensiones medias.

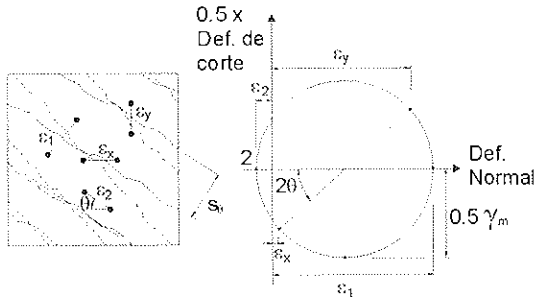


Fig. 19- Compatibilidad en término de deformaciones medias.

Las ecuaciones de equilibrio se pueden determinar a partir de la figura 18. En la sección de estudio el cortante se resiste mediante tensiones diagonales de compresión f_2 juntamente con tensiones diagonales de tracción f_1. Las tracciones varían de 0 en las fisuras a un valor máximo entre fisuras. Como ya se ha discutido, se utilizan los valores medias para la formulación del equilibrio. Por coherencia con la bibliografía existente, se ha decidido mantener la nomenclatura original. Las tensiones normales, σ, se representan mediante la letra *f*, y las tangenciales, τ, con el símbolo v.

$$\rho_y f_{sy} = f_y + v\tan\theta - f_1 \qquad (17)$$

$$\rho_x f_{sx} = f_x + v\cot\theta - f_1 \qquad (18)$$

$$f_2 = v(\tan\theta + \cot\theta) - f_1 \qquad (19)$$

Las ecuaciones de compatibilidad para las deformaciones medias se establecen utilizando el círculo de Mohr de la figura 19

$$\varepsilon_x = (\varepsilon_1 \tan^2\theta + \varepsilon_2)/(1 + \tan^2\theta) \qquad (20)$$

$$\varepsilon_y = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \tan^2\theta)/(1 + \tan^2\theta) \qquad (21)$$

$$\gamma_{xy} = 2(\varepsilon_x - \varepsilon_2)/\tan\theta \qquad (22)$$

$$\tan^2\theta = (\varepsilon_x - \varepsilon_2)/(\varepsilon_y - \varepsilon_2) \qquad (23)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Se considera el diagrama bilineal como curva tensión-deformación de la armadura de refuerzo:

$$f_{sx} = E_s\varepsilon_x \leq f_{x\,yield} \tag{24}$$

$$f_{sy} = E_s\varepsilon_y \leq f_{y\,yield} \tag{25}$$

El hormigón del alma de la viga no solo presenta compresiones en la dirección 2, sino también tracciones en la dirección 1. Por tanto, se consideran las siguientes relaciones tensión-deformación, derivadas de los ensayos de (Vecchio y Collins, 1982):

$$f_2 = \frac{f'_c}{0,8+170\varepsilon_1}\left[2\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c}\right)^2\right] \tag{26}$$

$$f_1 = \frac{f_{ct}}{1+\sqrt{500\varepsilon_1}} \tag{27}$$

donde f_{ct} es la resistencia a tracción del hormigón. Las figuras 20 y 21 representan las ecuaciones arriba indicadas.

Para comprobar la situación de la fisura, el esquema real de fisuración se idealiza como una serie de fisuras paralelas inclinadas un ángulo q con respecto a la armadura longitudinal y espaciadas una distancia sq. Las tensiones en la armadura de refuerzo en la fisura, deducidas de la fig. 22, pueden ser determinadas como

$$\rho_x f_{sxcr} = f_x + v\cot\theta + v_{ci}\cot\theta \tag{28}$$

$$\rho_x f_{sycr} = f_y + v\tan\theta - v_{ci}\tan\theta \tag{29}$$

La capacidad de la superficie de la fisura para transmitir tensiones tangenciales v_{ci} depende del ancho de fisura ω. El valor máximo de v_{ci} propuesto por Vecchio y Collins es:

$$v_{ci} \leq \frac{0,18\sqrt{f'_c}}{0,3+\dfrac{24\omega}{a+16}} \tag{30}$$

donde a es el tamaño máximo del árido en mm.

Esta ecuación, basada en la campaña experimental de Walraven'(1981), se basa en hormigones con resistencias a compresión en probeta cúbica de 13, 37, y 59 MPa. Por este motivo, la anterior fórmula requiere una mayor investigación para adaptara a hormigones de alta resistencia, ya que, cuando aumenta f'_c los áridos pueden fracturarse (Duthinh, 1996).

La aplicación de la fórmula anterior requiere una estimación del ancho de fisura. Se toma como el espaciamiento de fisura multiplicado por la tensión principal de tracción ε_1:

$$\omega = \varepsilon_1 s_{m\theta} \tag{31}$$

$$s_{m\theta} = \frac{1}{\dfrac{\sin\theta}{s_{mx}} + \dfrac{\cos\theta}{s_{my}}} \tag{32}$$

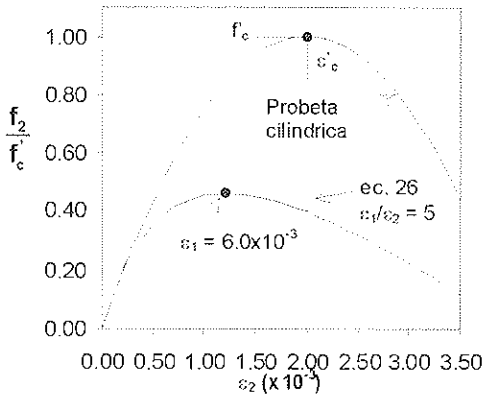


Fig. 20 – Relación tensión-deformación para hormigón fisurado comprimido.

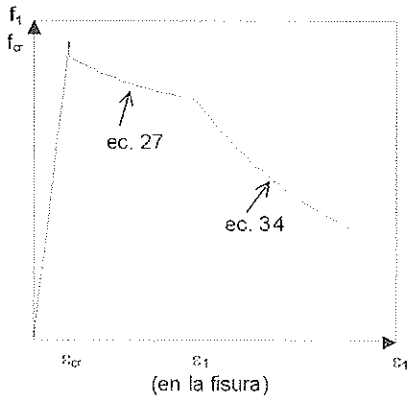


Fig. 21 – Relación tensión-deformación para hormigón traccionado.

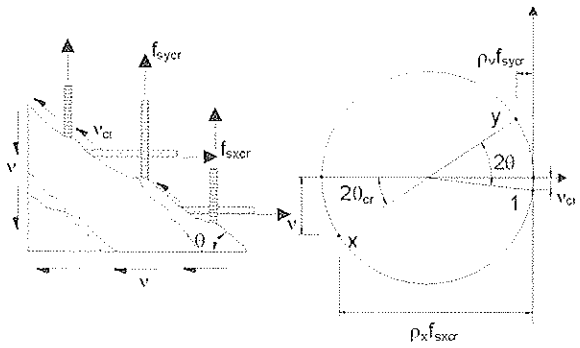


Fig. 22 – Equilibrio en término de tensiones locales en la fisura.

Finalmente, el espaciamiento de fisuras, s_{mx} y s_{my}, se estiman según las provisiones del Código Modelo (1990)

$$s_{mx} = 2\left(c_x + \frac{s_x}{10}\right) + 0,25k_1\frac{d_{bx}}{\rho_x} \tag{33a}$$

$$s_{my} = 2\left(c_y + \frac{s}{10}\right) + 0,25k_1\frac{d_{by}}{\rho_y} \tag{33b}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

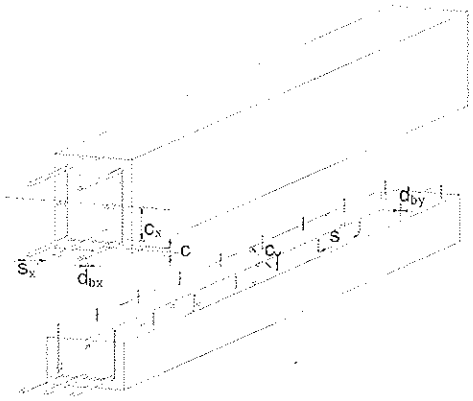


Fig. 23 – Parámetros del espaciamiento de fisuras (Collins y Mitchell 1991).

donde d_b = diámetro de la barra,

c = distancia a la armadura,

s = espaciamiento de las barras,

ρ_y = $A_y/(b_w s)$,

ρ_x = A_x/A_c, y

k_1 = 0.40 para barras corrugadas o 0.8 para barras lisas.

Para niveles de carga elevados, la deformación media en los cercos, ε_y, sobrepasará generalmente el límite elástico del acero. En este caso, tanto f_{sy} en la ec. 17 y f_{syer} en la ec. 29 igualarán el límite elástico de la armadura de los cercos. Igualando los términos de la derecha de ambas ecuaciones y substituyendo v_{ci} de la ec. 30 resulta

$$f_1 \leq \frac{0.18\sqrt{f'_c}\tan\theta}{0.3 + \dfrac{24\omega}{a+16}} \qquad (34)$$

Aunque en este capítulo se ha descrito el modelo analítico completo, existen varios métodos simplificados basados en la MCFT que han sido adoptados por distintas normativas (Canadá, Noruega y AASHTO LRFD). Un método muy simple adoptado por la normativa Canadiense se encuentra descrito por Collins et al. (1996).

5. RESISTENCIA A CORTANTE SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO-LRFD

Las especificaciones del AASHTO-LRFD son el último código que ha adoptado un método de diseño basado en la MCFT. El cortante de diseño para un elemento de hormigón armado viene dado por la siguiente expresión:

$$V_n = 0.083\beta\sqrt{f'_c}\, b_v d_v + \frac{A_v f_y}{s} d_v \cot\theta$$

Los valores de β y θ, determinados a partir de la MCFT, se encuentran en tablas (AASHTO-LRFD 1998 revisión del 2000). Estos parámetros son función de la deformación longitudinal del alma, ε_x.

Para elementos sin armadura a cortante, β y θ son también función del espaciamiento de las fisuras a cortante en el alma.. Más información sobre este método de diseño, así como las tablas necesarias, se pueden obtener en las especificaciones AASHTO-LRFD (revisión del 2000) y en Angelakos et al. (2001).

6. COMPARACIÓN CON RESULTADOS EXPERIMENTALES DE LA RESISTENCIA A CORTANTE SEGÚN LA EHE-99

Con objeto de comparar diferentes métodos de cálculo de la resistencia a cortante se ha llevado a cabo un análisis estadístico. Los 139 ensayos experimentales utilizados incluyen los llevados a cabo por Hanson (1958), Rabbat (1974), Kani et al. (1979), Ahmad et al. (1986), Elzanaty et al. (1986), Salandra y Ahmad (1989), Bazant y Kazemi (1991), Kim y Park (1994), Adebar y Collins (1996), Yoon et al. (1996), Kong y Rangan (1998), Collins y Kuchma (1999), Kulkarni y Shah (1998), Angelakos (1999), Ozcebe et al. (1999), y Cladera y Marí (2001).

Se han utilizado 107 vigas rectangulares para el caso de vigas sin armadura a cortante para comparar las propuestas de la Instrucción EHE y EH-91. Todos los especímenes han sido seleccionados de tal forma que sus resultados se puedan comparar con los resultados de las normativas. Se han aplicado las siguientes restricciones: cociente a/d mayor o igual a 2.5, porcentaje de armadura longitudinal menor o igual a 3% y la resistencia característica del hormigón menor que 70 MPa. La figura 24 compara las predicciones basadas en la EHE y EH-91 con los resultados de los ensayos.

La formulación de la Instrucción EHE ha sido modificada para eliminar el coeficiente de minoración del material:

$$V_{u2} = 0,15\left(1+\sqrt{\frac{200}{d}}\right)(100\rho_s f_{ck})^{1/3}\, bd$$

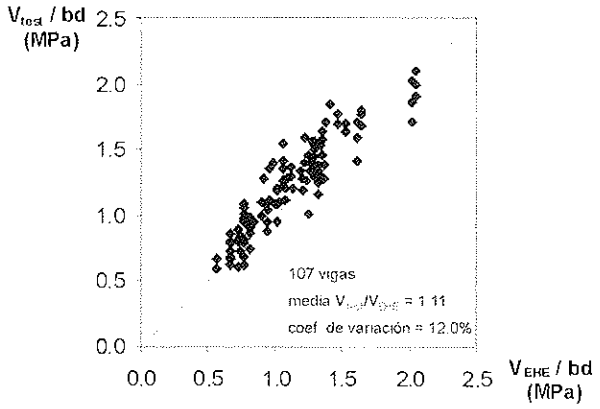
$$\rho_s \leq 0,02$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

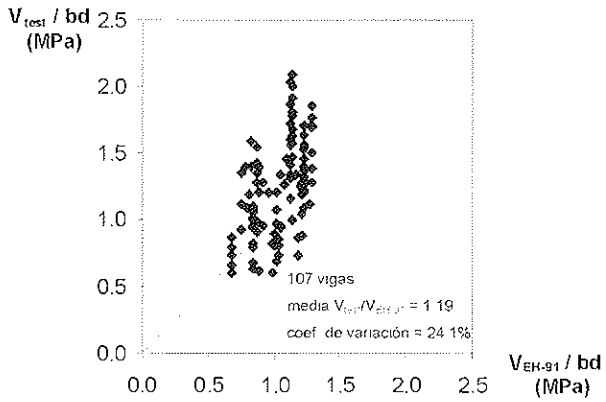
Las predicciones según la EH-91 han sido calculadas mediante la ecuación 3, limitando la resistencia característica a 60 MPa.

Las figuras 24 a) y b) muestran que las predicciones de la EHE se correlacionan mejor con los resultados empíricos que las predicciones de la EH-91. Las ordenadas representan los valores medidos de τ_u, y las abscisas son los valores calculados mediante las formulaciones de la EHE (fig. 24-a) y EH-91 (fig. 24-b). El valor medio del coeficiente V_{test}/V_{pred} es 1.11 para la formulación de la EHE y 1.18 para la EH-91. El coeficiente de variación (desviación estándar dividido por la media) es 12.02% para la EHE, y 24.07% para las predicciones de la EH-91.

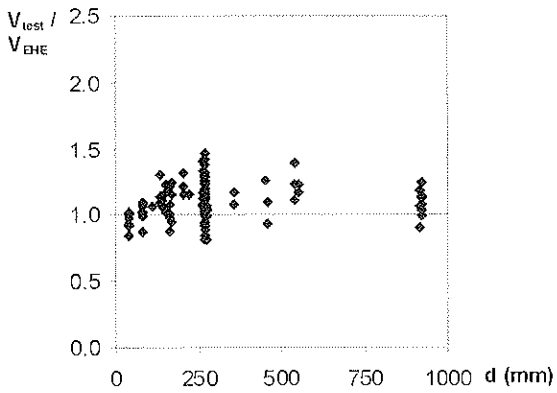
Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



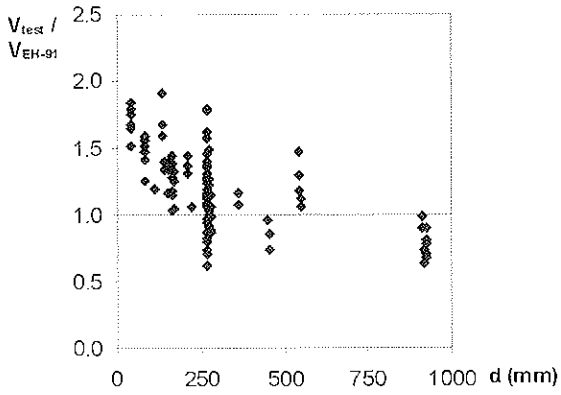
a) Correlación predicciones EHE con ensayos experimentales.



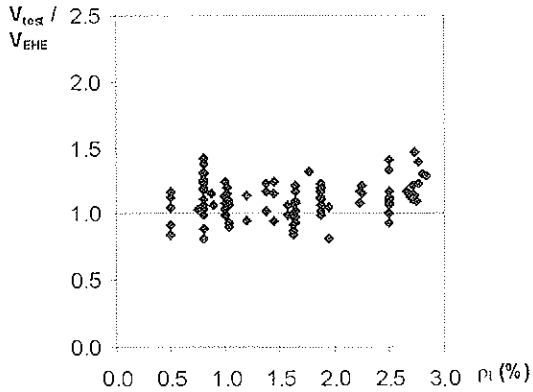
b) Correlación predicciones EH-91 con ensayos experimentales.



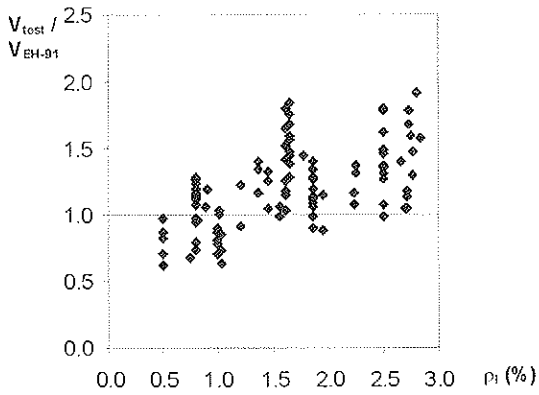
c) Efecto tamaño en la Instrucción EHE.



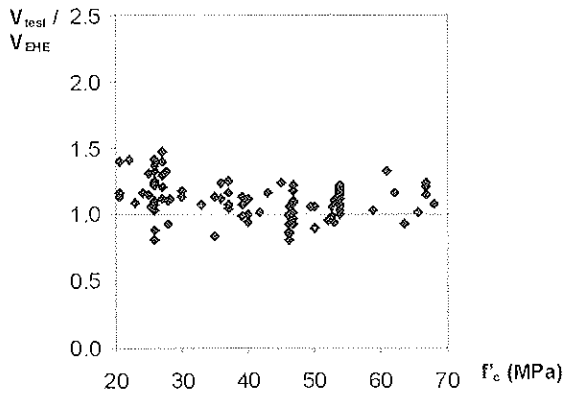
d) Efecto tamaño en la normativa EH-91.



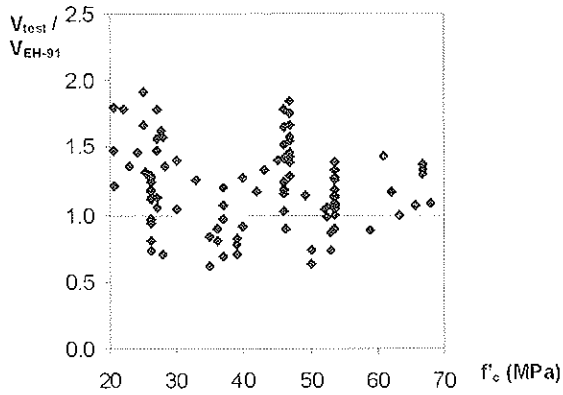
e) Influencia de la armadura longitudinal en la EHE.



f) Influencia de la armadura longitudinal en la EH-91.



g) Resistencia característica a compresión en la EHE.



h) Resistencia característica a la compresión en EH-91.

Fig.24 – Comparación de EHE-99 Y EH-91 con ensayos experimentales para vigas sin armadura a cortante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Cálculos llevados a cabo con un programa de ordenador, basado en la MCFT (Bentz, 2000) y que se encuentra disponible gratuitamente en http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm, proporcionan un valor medio del coeficiente Vtest/Vpred igual a 1.04 y un coeficiente de variación del 9.79%. Del mismo modo se han calculado los mismos valores mediante las especificaciones del AASHTO LRFD resultando un valor medio de 1.23 y coeficiente de variación 11.25%.

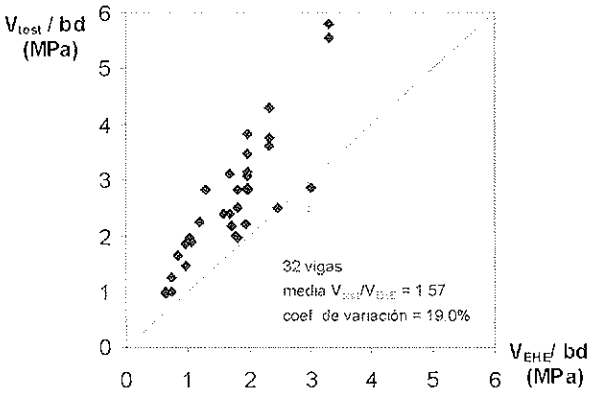
La influencia del efecto tamaño se estudia en las figuras 24 c) y d). El código EH-91 no lo tiene en cuenta, por lo que minusvalora la resistencia para vigas de pequeño canto y la sobrestima para elementos de gran canto. Las predicciones de la Instrucción EHE concuerdan bien con los resultados experimentales.

Las figuras 24 e) y f) representan la influencia de la cantidad de armadura longitudinal para ambos códigos. Como se comentó anteriormente, la ecuación 3 da resultados del lado de la inseguridad para elementos con menos de un 1% de armadura longitudinal traccionada.

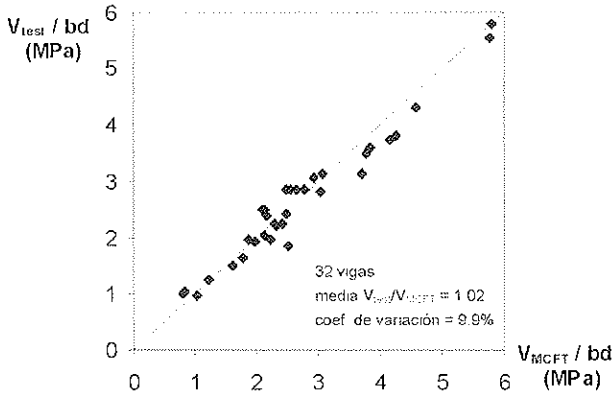
Las figuras 24 g) y h) consideran el efecto de la resistencia característica del hormigón. Hay que señalar que, aunque la Instrucción EHE está dirigida a hormigones de menos de 50MPa, se obtienen buenos resultados hasta hormigones de 70 MPa.

Finalmente, el coste puede ser cualitativamente caracterizado a partir de la figura 24 según la propuesta de Bažant et. al (1984), por un factor $\phi_c = \sum_i \Delta_i / ny$, donde y es la ordenada del centro de gravedad del conjunto de los datos, Δ_i la desviación vertical de los puntos de datos a la línea recta (i = 1, 2, ..., n), y n el número de todos los puntos situados sobre la línea recta. Cuanto más pequeño sea el valor de ϕ_c, mejor es la economía del modelo. Se obtiene unos valores de $\phi_c = 0.137$ y 0.247 para la EHE y EH-91. El número de datos sobre la línea recta es n = 85 y 78 respectivamente. Las especificaciones del AASHTO LRFD proporcionan 105 puntos situados sobre la línea recta y un factor $\phi_c = 0.182$.

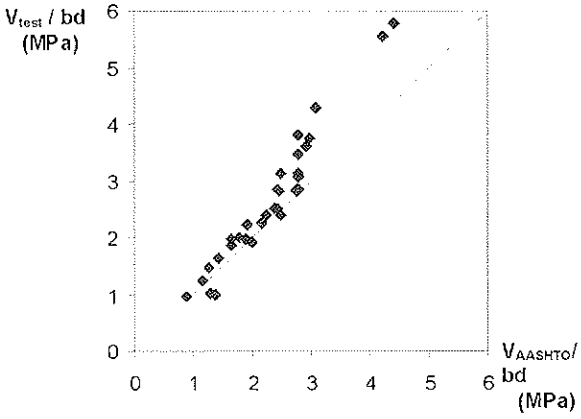
Para vigas con armadura de cortante se ha encontrado menos información estadística. De todos modos, los 32 resultados experimentales utilizados en las figuras 25 y 26 se han seleccionado de forma que se puedan comparar la Instrucción EHE, las predicciones utilizando un programa de ordenador basado en la MCFT (Bentz, 2000), y las especificaciones del AASHTO LRFD. Todas las vigas tienen una relación a/d mayor o igual que 2.5, f_{ck} menor que 70 MPa, y una cantidad de armadura a cortante mayor que la cuantía mínima calculada mediante la ecuación 16.



a) Correlación predicciones EHE con ensayos experimentales.



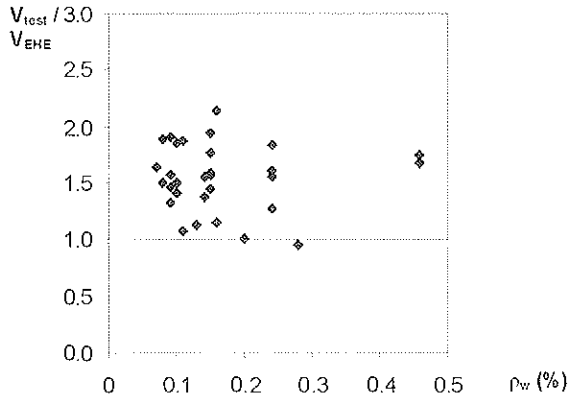
b) Correlación predicciones MCFT con ensayos experimentales.



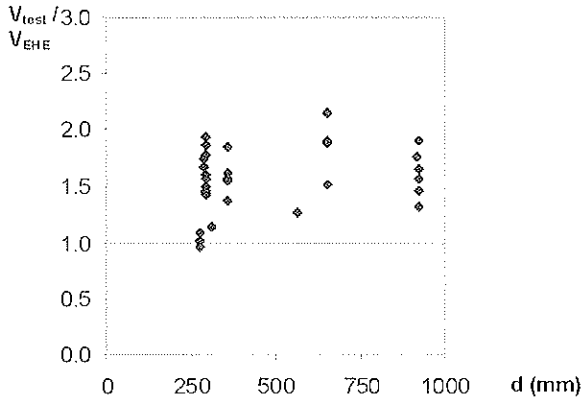
c) Correlación predicciones AASHTO-LRFD con ensayos experimentales.

Fig. 25 – Comparación predicciones EHE, AASHTO-LRFD y MCFT para vigas con armadura a cortante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



a) Cuantía de armadura transversal en la EHE.



b) Efecto tamaño en vigas con armadura a cortante.

Fig. 26 – Comparación de las predicciones de la EHE con resultados experimentales para vigas de hormigón con armadura a cortante.

Para elementos con armadura a cortante se ha modificado también la formulación de la Instrucción EHE para eliminar el factor de minoración del hormigón:

$$V_{u2} = V_{su} + \beta V_{cu}$$

$$V_{u2} = 0{,}125\left(1+\sqrt{\frac{200}{d}}\right)(100\rho_s f_{ck})^{1/3}\,bd$$

$$\rho_s \le 0{,}02$$

$$f_{ck} \le 60\ \text{MPa}$$

$$V_{su} = \frac{A_v f_y d}{s} z \cot g\theta$$

$$\beta = \frac{\cot g\theta - 2}{1}$$

$1 \le \cot g\theta \le 2$, a elegir el que resulte en un mayor V_{u2}

La figura 25 compara las predicciones de la EHE, de AASHTO LRFD y los de un programa basado en la MCFT con los resultados disponibles de ensayos experimentales de vigas con armadura a cortante. El valor medio del ratio V_{test}/V_{pred} es 1.57 para la formulación de la EHE, 1.11 según AASHTO y 1.02 para la MCFT. El coeficiente de variación es del 19.0%, 13.22% y 9.9% respectivamente. Resulta evidente el mejor comportamiento de los modelos basados en la MCFT. El motivo principal es que estos modelos calculan la contribución del hormigón y el acero para el ángulo θ 'real' de rotura, teniendo en cuenta las ecuaciones de compatibilidad.

En las figuras 26 a) y b), los resultados de la EHE se han representado según su cantidad de armadura de refuerzo y el canto de la viga. Debido a la gran dispersión de los datos, no se puede extraer ninguna conclusión de estas figuras.

7. CONCLUSIONES

Desde que Mörsh y Ritter, a principios del siglo XX, postularon los primeros modelos de celosía, ha tenido lugar un gran avance en busca de la solución analítica de problemas de cortante en vigas de hormigón armado. Sin embargo, la mayoría de las herramientas altamente sofisticadas requieren considerable simplificación para que se puedan incluir en las normativas vigentes.

Además, tal como señala Regan (1993), los análisis más imponentes han ofrecido frecuentemente excelentes correlaciones con ensayos conocidos, pero han fallado al predecir nuevos casos. Para modelos simples el problema es la necesidad de ignorar factores secundarios, que mientras son secundarios para unos casos resultan de gran importancia para otros. Por este motivo, es muy importante llevar a cabo cuidadosas verificaciones.

En los próximos años, sin duda, se obtendrán nuevos progresos, especialmente en modelos analíticos simplificados, y en el diseño de regiones tipo D, ya que la exactitud de las soluciones disponibles para regiones B supera ampliamente a la de regiones tipo D.

Finalmente, es la opinión de los autores que la formulación de la Instrucción EHE debería ser mejorada en algunos aspectos. Sin embargo, cabe destacar las buenas predicciones de la EHE en vigas sin armadura a cortante, que superan ampliamente a las de la normativa EH-91. A pesar de ello, la extrapolación directa de la misma ecuación para losas y muros adolece de una base empírica. Sería necesario iniciar una amplia campaña experimental en este sentido.

En cambio, en el caso de elementos con armadura a cortante, las predicciones de la EHE presentan una muy mala correlación con los resultados experimentales. La falta de sentido físico de considerar la contribución del hormigón en una viga con armadura a cortante igual (o el 85%) a la resistencia a cortante de una viga idéntica pero sin armadura a cortante debería ser corregido. El método existente en las especificaciones AASHTO-LRFD, basado en la teoría modificada del campo de compresiones (MCFT), y que utiliza equilibrio, compatibilidad y relaciones tensión-deformación de los materiales da lugar a predicciones mucho más ajustadas a la realidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Otro aspecto que a juicio de los autores debería ser modificado es la cuantía mínima de armadura de refuerzo para hormigones de alta resistencia, ya que, su valor actual resulta muy superior con respecto a otras normativas vigentes.

8. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se enmarca en el proyecto de investigación CICYT-TRA99/0974 financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología Español con la colaboración de las empresas ALVISA y TEC´4, titulado "Bases de proyecto de elementos estructurales de hormigón de alta resistencia". Los autores desean agradecer a la Universidad de Toronto las facilidades que han permitido al primer autor desarrollar parte de su trabajo como becario predoctoral en el departamento de Ingeniería Civil de dicha universidad. También desean mostrar su agradecimiento a los profesores M.P. Collins y E. Bentz de la Universidad de Toronto por los comentarios y correcciones sobre primeros borradores de este artículo.

9. REFERENCIAS

ACI (American Concrete Institue). "ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete". ACI 318-95, 1995.

Adebar, P., Collins, M.P. (1996). "Shear strength of members without transverse reinforcement". Canadian Journal of Civil Engeenering, Vol 23, 1996, pp. 30-41.

Ahmad, S. H., Khaloo, A. R. and Poveda, A. (1986). "Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams". ACI Journal, Proceedings, Vol. 83, No. 2, March-April 1986, pp. 297-305.

Anderson, B.G. (1957). "Rigid Frame Failures". ACI Journal, Proceedings, Vo. 53, Jan. 1957, pp. 625-636.

Angelakos, D. (1999), "The influence of the concrete strength and longitudinal reinforcement ratio on the shear strength of large-size reinforced concrete beams with and without transverse reinforcement." M.A.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1999, 181 pp.

Aparicio, A.C., Calavera, J., and Del Pozo, F.J. (1997). "Plan de investigación sobre la compresión máxima en bielas, por esfuerzo cortante para vigas prefabricadas de hormigón pretensado con armaduras pretesas." Ensayos FEDECE, Madrid, Noviembre 1997.

ASCE-ACI Committee 426 (1973). "The shear strength of reinforced concrete members." Journal of Structural Engineering, v. 99, no. 6, June 1973, pp. 1091-1187.

ASCE-ACI Committee 445 (1998). "Recent approaches to shear design of structural concrete." Journal of Structural Engineering, v. 124, no. 12, December 1998, pp. 1375-1417.

Bazant, Z.P., and Oh, B.H. (1983). "Crack band theory for fracture of concrete." RILEM, 16(93), pp. 155-177.

Bazant, Z.P., and Kim, J.-K. (1984). "Size efect in shear failure of longitudinally reinforced beams." ACI Journal, vol. 81, no. 5, Sep.-Oct. 1984, pp. 456-468.

Bazant, Z.P., and Kazemi, M.T. (1991). "Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups." ACI Journal, vol. 88, no. 3, May-June 1991, pp. 268-276.

Bazant, Z.P., and Planas, J. (1998), Fracture and size effects in concrete and other quasi-brittle materials, CRC Press, London, 616 pp.

Bentz, E.C. (2000). "Sectional analysis of reinforced concrete members." PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 310 pp.

Berlabi, A., and Hsu, T.T.C (1994). "Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete." ACI Struct. Journal, 91(4), pp. 465-474.

Berlabi, A. and Hsu, T.T.C. (1995). "Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension-Compression." ACI St. Journal, v. 92, no. 5, Sept-Oct 1995, pp.562-573.

CEB/FIP (1978). "CEB-FIP model code for concrete structures." International system of unified standard codes of practice for structures, Comite Euro-Intenational du Beton, Paris, Vol. II.

CEB/FIP (1990). "Código Modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural", (E-4). Traducción Española de GEHO. Colegio de Ingenieros de Caminos, C. y P. /GEHO/ATEP, 1995.

Cladera, A., and Marí, A.R. (2001), "Estudio experimental de la resistencia a cortante en vigas de hormigón armado de alta resistencia." Ensayos experimentales de la tesis doctoral del primer autor, pendiente de publicar, ETSECCPB, UPC.

Collins, M.P. (1978), "Toward a rational theory for RC members in shear." J. Struct. Div., ASCE, 104(4), 649-666.

Collins, M.P., Mitchell, D., Adebar, P.E., and Vecchio, F.J. (1996). "A general shear design method". ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 1, January-February 1996, pp. 36-45.

Collins, M.P., and Mitchell, D. (1997). Prestressed concrete structures. Ed. Response Publication, Toronto and Montreal, Canada, 766 pp.

Collins, M.P, Kuchma, D. (1999). "How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs and footings?". ACI Structural Journal, vol. 96, no.4, July-August 1999, pp.482-490.

Comisión permanente del hormigón. "Instrucción de Hormigón Estructural EHE". Ministerio de Fomento, 1999.

Concrete Society Technical Report 49 (1998). "Design guidance for high strength concrete". United Kingdom 1998.

CSA (Canadian Standards Association) (1994): "Design of Concrete Structures." CSA A23.3-94, Dec. 1994, 200 pp.

Duthinh, D, Carino, N.J. (1996). "Shear design of high-strength concrete beams: a review of the state-of-the-art". Building and Fire Research Laboratory. National Institute of Standards and Technology.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Elstner, R.C., and Hognestad, E.(1957). "Laboratory Investigation of Rigid Frame Failure," ACI Journal, Proceedings V. 53, No. 1, Jan. 1957, pp.637-668.

Elzanaty, A. H., Nilson, A. H. and Slate, F.O. (1986). "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete". ACI Journal, Proceedings, Vol. 83, No. 2, March-April 1986, pp. 290-296.

Fenwick, R.C., and Paulay, T. (1968). "Mechanisms of shear resistance of concrete beams." Journal of the Structural Division, ASCE, v. 94, no. 10, pp. 2325-2350.

Gastebled, O.J., and May, I.M. (2001). "Fracture Mechanics Model Applied to Shear Failure of Reinforced Concrete Beams without Stirrups." ACI Structural Journal, v. 98, no. 2, March-April 2001, pp. 184-190.

Gupta, P., and Collins, M.P. (1993). "Behaviour of reinforced concrete members subjected to shear and compression." Report, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada.

Hamadi, Y.D., and Regan, P.E. (1980). "Behavior in shear of beams with flexural cracks." Magazine of Concrete Research, v. 32, no.1, pp. 67-77.

Hillerborg, A., Modéer M., and Petersson, P.E. (1976). "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements." Cement and Concrete Res., vol. 6, 773-782.

Kani, G. N. J. (1964). "The riddle of shear failure and its solution." ACI Journal, v. 61, no. 4, pp. 441-467.

Kani, G. N. J. (1967). "How Safe Are Our Large Concrete Beams?," ACI Journal Proceedings, V. 64, No. 3, Mar. 1967, pp. 128-141.

Kani, M.W., Huggins, M.W., and Wiltkopp, P.F. (1979). Kani on shear in reinforced concrete. Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, 225 pp.

Kim, J.K., and Park, Y.D. (1994). "Shear Strength of Reinforced High Strength Concrete Beams without Web Reinforcement." Magazine of Concrete Research, vol. 46, March 1994.

Kong, P.Y.L., Rangan, B.V. (1998). "Shear strength of high-performance concrete beams". ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 6, November-December 1998, pp. 677-688.

Kulkarni, S.M., and Shah, S.P. (1998). "Response of Reinforced Concrete Beams at High Strain Rates." ACI Structural Journal, vol.95, no.6, Nov.-Dec. 1998, pp. 705-715.

Kupfer, H. (1964). "Eiweiterung der Mörsch schen fachwerkanalogie mit hilfe des prinzips vom minimum der fomanderungsarbeit (Generalitization of Mörsch's truss analogy using the principle of minimum strain energy)." Comite Euro-International du Beton, Bulletin d'Information, No. 40, CEB, Paris, pp. 44-57.

Lee, J-Y., Watanabe, F. (2000). "Shear Design of Reinforced Concrete Beams with Shear Reinforcement Considering Failure Modes". ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 3, May-June 2000, pp. 477-483.

Leonhardt,F., and Walther, R. (1961). "The Stuttgart shear tests 1961." Cement & Concrete Association Library Translation, No. 111, London.

MacGregor, J.G., and Bartlett (2000). Reinforced Concrete: Mechanics and Design. 1st Canadian Edition, Ed., Prentice Hall Canada Inc., Scarborough, Ontario, 1992, 1041 pp.

Marti, P. (1980). "Zur Plastischen Berechnung von Stahlbeton (On plastic analysis of reinforced concrete)." Rep. No. 104, Institute of Structural Engineering, ETH, Zurich.

Mitchell, D., and Collins, M.P. (1974), "Diagonal Compression Field Theory – A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion", ACI Journal, v. 71, August 1974, pp. 396-408.

Morrow, J., and Viest, I.M. (1957). "Shear strength of reinforced concrete frame members without web reinforcement." ACI Journal, vol. 28, no. 9, Mar. 1957, pp. 833-869.

Mörsch, E. (1909). Concrete-Steel Construction, McGraw-Hill, New York. (English translation by E.P. Goodrich of Der Eisenbetonbau, 1st. ed., 1902).

Mörsch, E. (1920). "Der eisenbetonbau-seine theorie und anwendung (Reinforced concrete construction – Theory and aplication." 5th Ed., Wittwer, Stuttgart, Vol. 1, Part 1.

Mörsch, E. (1922). "Der eisenbetonbau-seine theorie und anwendung (Reinforced concrete construction – Theory and aplication." 5th Ed., Wittwer, Stuttgart, Vol. 1, Part 2.

Nielsen, M.P., and Braestrup, N.W (1975). "Plastic shear strength of reinforced concrete beams." Tech. Rep. 3, Bygningsstatiske Meddelelser, Vol. 46.

Nielsen, M.P. (1984). Limit analysis and concrete plasticity. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Ozcebe, G., Ersoy, U., and Tankut, T (1999). "Evaluation of Minimum Shear Reinforcement Requirements for Higher Strength Concrete." ACI Journal, vol. 96, no.3, May-June 1999, pp. 361-368.

Pang, X.-B. D., and Hsu, T.T.C. (1995). "Behavior of reinforced concrete membrane elements in shear." ACI Structural Journal, v. 92, no. 6, pp. 665-679.

Pang, X.-B. D., and Hsu, T.T.C. (1996). "Fixed-angle softened-truss model for reinforced concrete." Structural Journal of the American Concrete Institute, v. 93, no. 2.

Regan, P. (1993). "Research on shear: A benefit to humanity or a wate of time?." The Structural Engineer, v. 71, no. 19, October 1993, pp. 337-347.

Reineck, K.-H. (1991). "Ultimate shear force of structural concrete members without tranverse reinforcement derived from a mechanical model." ACI Structural Journal, v. 88, no. 5, Set.-Oct. 1991, pp. 592-602.

Ritter, W. (1899). "Die bauweise hennebique." Shweizerische Bauzeitung, 33(7), 59-61.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Salandra, M.A., and Ahmad, S.H. (1989). "Shear capacity of reinforced lightweight high-strength concrete beams." ACI Journal, v. 86, no. 6, No.v-Dec. 1989, pp. 697-704.

Schlaich, J., Schafer, K., and Jennewein, M. (1987), "Toward a Consistent Design of Structrural Concrete," PCI Journal, v. 32, no. 3, May-June 1987, pp. 74-150.

Serna Ros, P., Fernández Prada, M.A., Miguel Sosa, P., and Deeb, O.A.R. (2000). "Influencia de la distribución de estribos y del ancho de los apoyos en la resistencia a cortante de vigas planas de hormigón armado". Hormigón y Acero, n. 216, 2º trimestre 2000, pp. 63-74.

Shioya, T., Iguro, M., Nojiri, Y., Akiayma, H., and Okada, T. (1989). "Shear strength of large reinforced concrete beams, fracture mechanics. Application to concrete." SP-118, ACI, Detroit, 259-279.

Talbot, A.N. (1909). "Test of reinforced concrete beams: resistance of web stresses series of 1907 and 1908".Bull. 29, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, I11.

Taylor, H.P.J. (1974). "The fundamental behaviour of reinforced concrete beams in bending and shear." ACI SP-42, Detroit, 43-77.

Vecchio, F.J. and Collins, M.P. (1982), "The Response of Reinforced Concrete to In-Place Shear and Normal Stresses." Pub. 82.03, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, March 1982, 332 pp.

Vecchio, F.J., and Collins, M.P. (1986). "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear", ACI Structural Journal, V. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp. 219-231.

Vecchio, F.J. (2000), "Disturbed Stess Field Model for Reinforced Concrete: Formulation," Journal of Structural Engineering, v. 126, no. 9, September 2000, pp. 1070-1077.

Vecchio, F.J. (2001), "Disturbed Stess Field Model for Reinforced Concrete: Implementation," Journal of Structural Engineering, v. 127, no. 1, January 2001, pp. 12-20.

Vecchio, F.J., Lai, D., Shim, W., and Ng, J (2001), "Disturbed Stess Field Model for Reinforced Concrete: Validation," Journal of Structural Engineering, v. 127, no. 4, April 2001, pp. 350-358.

Wagner, H. (1929). "Ebene Blechwandträger mit sehr dünnem Stegblech (Metal beams with very thin webs)." Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahr, v. 20, nos.8 to 12, 1929, Berlin.

Walraven, J.C. (1981). "Fundamental Analysis of Aggregate Interlock." Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, v. 107, no. ST11, November, 1981, pp. 2245-2270.

Walther, R. (1958). "The shear strength of prestressed concrete beams." 3rd Congress of FIP, Berlin 1958.

Watanabe, F., and Lee, J.Y. (1998), "Theoretical Prediction of Shear Strength and Failure Mode of Freinforced Concrete Beams," ACI Structural Journal, V. 95, No. 6, Nov-Dec. 1998, pp. 749-757.

Yoon, Y.-S., Cook, W.D., and Mitchell, D. (1996). "Minimum shear reinforcement in normal, nedium and high-strenght concrete beams". ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 5, September-October 1996, pp. 576-584.

Zsutty, T.C. (1968). "Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data." ACI Journal, Proceedings, v. 65, no. 11, Nov. 1968, pp. 943-951.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

CYPE Ingenieros presenta su nueva aplicación: MARCOS: la solución para pasos inferiores

Programa diseñado para el **dimensionado y comprobación de marcos rectangulares y trapeciales** de hormigón armado, uni o multicelulares, para pasos inferiores de carreteras y obras de drenaje, y de trazado poligonal libre en planta y alzado.

Permite realizar el cálculo del marco para prefabricación definiendo las juntas o para ejecución *in situ* con trazado en planta poligonal para adaptarse a un trazado en curva.

Dispone de varios **asistentes** que le ayudarán a introducir los datos para los casos habituales: marcos rectos, esviados y generales.

El modelo de cálculo utilizado es por **elementos finitos** triangulares tipo lámina gruesa tridimensional, que considera la deformación por cortante. Están formados por seis nodos, en los vértices y en los puntos medios de los lados, con seis grados de libertad cada uno.

Puede introducir **carros de carga** en cualquier posición, cargas en banda, cargas en las losas, etcétera.

Permite consultar en **vistas 3D** los isodiagramas de esfuerzos, isodiagramas de desplazamiento y dibujo de la deformada para cualquier hipótesis de carga.

Comprueba y dimensiona todos los elementos del marco: del módulo (losa superior e inferior, muros intermedios de celda y hastiales), y de las aletas (muro y zapata), todos ellos con obtención del armado.

Obtiene **listados y planos** de todos los datos introducidos y resultados de cálculo por impresora, ficheros HTML, DXF, etc.

Para ampliar información dirigirse a: **marketing@cype.com**

o entrando en nuestra página:
www.cype.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tiempo admisible entre tongadas en la construcción de presas de hormigón compactado con rodillo (HCR)

Admissible time interval between layers in the construction of roller compacted concrete (RCC) dams

Jesús M. de la Fuente González
Dr. Ingeniero de Caminos
Dpto. de Obras Hidráulicas, INTEMAC

Juan Antonio Polanco Madrazo
Dr. Ingeniero de Caminos. Profesor de Ciencias de los Materiales
Dpto. de Ciencia de Ingeniería del Terreno y de los Materiales. U. de Cantabria

RESUMEN

El sistema de construcción de presas de hormigón compactado con rodillo (HCR) implica un gran número de juntas horizontales de construcción que suponen un plano de resistencia más débil y permeabilidad más alta en comparación con el hormigón en masa. No existe ningún método de evaluación objetivo y eficaz que permita asegurar en obra la calidad de la junta que se forma al colocar una nueva capa sobre una superficie de hormigón conservada durante un tiempo de espera y bajo unas condiciones de curado dados. En este artículo se presenta un procedimiento objetivo basado en técnicas de penetración, que permite establecer, a priori, la calidad de la junta que se va a conformar, teniendo en cuenta todos los factores que influyen en el fenómeno.

SUMMARY

The system of construction of dams of roller compacted concrete (RCC) implies a great number of horizontal joints of construction that suppose a plane of weaker resistance and higher permeability in comparison with plain concrete. Any objective and effective evaluation method doesn't exist to allow to assure in situ the quality of the joints formed when placing a new layer on a concrete surface conserved and under some cured conditions during a period of time. In this article an objective procedure is presented based in technical of penetration that allows to settle down, a priori, the quality of the joints conformed, taking into account all the factors that influence in the phenomenon.

1. INTRODUCCIÓN

A partir de los años 70, se ha desarrollado con gran éxito el método de construcción de presas de hormigón compactado con rodillo (HCR). Este sistema constructivo implica la formación de un gran número de juntas horizontales debido a que el espesor de cada tongada es siempre inferior a un metro. Este hecho se convierte en uno de los mayores handicaps de esta técnica constructiva, ya que las juntas suponen un plano de debilidad en cuanto a resistencia y a permeabilidad en comparación con el hormigón en masa.

Con el fin de asegurar la continuidad de la fábrica, dichas juntas deben cumplir los mismos requisitos de impermeabilidad y resistencia al corte y a tracción que el hormigón. Por tanto, la superficie de hormigón de cada tongada ha ser conservada adecuadamente, debiéndose colocar la siguiente tongada dentro de un periodo limitado de tiempo que depende, básicamente, de la dosificación y composición del hormigón y de las condiciones ambientales de conservación y curado de la superficie del hormigón.

Por otra parte, la calidad de las juntas entre tongadas depende también del tiempo de espera entre la colocación de una capa y la siguiente.

En este sentido, se han llevado a cabo una serie de investigaciones encaminadas a la caracterización del proceso de fraguado y endurecimiento de hormigón compactado con rodillo basadas en diferentes técnicas: medida de la resistencia a la penetración [4, 5, 13], mediante el uso de instrumen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

tos electrónicos [7, 8] o mediante el uso de técnicas de ultrasonidos [3].

Así mismo, se han realizado investigaciones preliminares encaminadas a la identificación de la duración de adherencia de junta caliente, factor DARC (siglas en francés) mediante técnicas de penetración [3, 5, 13]. Incluso se han deducido fórmulas que proporcionan el valor del tiempo de inicio de fraguado del hormigón en función de los factores que influyen en el proceso de fraguado y endurecimiento del hormigón [7, 8].

A pesar de las experiencias señaladas, en la actualidad no existe ningún método de evaluación objetivo y eficaz que permita determinar o asegurar, en cada caso, la calidad de la junta que se forma al colocar una nueva capa sobre una superficie de hormigón conservada durante un tiempo de espera y bajo unas condiciones de curado dadas.

En la práctica, se evalúa el estado de una superficie de hormigón y su aptitud frente a la unión con la siguiente tongada mediante el *Factor de Madurez*, que es el producto de la temperatura en la superficie del hormigón por el tiempo de espera o tiempo transcurrido desde el mezclado de los materiales (ºC*h). Éste es un método que no tiene en cuenta todos los factores que influyen en el proceso de endurecimiento de una superficie de HCR, como es el caso de los parámetros composicionales o de la humedad. Además, presenta ciertas imprecisiones a la hora de su puesta en práctica, tanto en el establecimiento del periodo de tiempo de espera, como en la medición de la temperatura.

Con el fin de corregir dichas imprecisiones y de considerar todos los factores implicados en el proceso de endurecimiento y en la aptitud frente a la unión entre tongadas, se ha desarrollado en el seno del Grupo de Trabajo de Hormigón Compactado[1] de la Universidad de Cantabria, un procedimiento de ensayo objetivo basado en técnicas de penetración, que permite establecer, a priori, la calidad de la junta que se va a conformar, teniendo en cuenta todos los factores que influyen en el fenómeno [1, 2]. En este artículo se presentan los resultados de dicha investigación que ha dado como fruto la elaboración de una tesis doctoral [1].

2. DEFINICIONES

Antes de continuar con la descripción del procedimiento, se definen a continuación una serie de conceptos relativos al intervalo de tiempo entre tongadas:

a) El ***intervalo de tiempo de construcción de juntas*** en presas de HCR se define como el tiempo que transcurre desde el mezclado del hormigón de la tongada inferior hasta la finalización del compactado del hormigón de la tongada superior.

b) El ***intervalo de tiempo admisible de construcción de juntas*** se define como el mayor intervalo de tiempo de espera entre tongadas con la condición de que la junta, sin la aplicación de ningún tratamiento superficial al hormigón de la tongada inferior, satisfaga los requerimientos y las propiedades físicas y mecánicas exigidas (resistencia a tracción, resistencia a cortante e impermeabilidad) de diseño. Este intervalo se ve afectado por varios factores siendo los principales: los materiales empleados, la dosificación del hormigón, la temperatura del hormigón y la temperatura y la humedad relativa del ambiente.

El intervalo de tiempo entre tongadas en construcción de presas de HCR deberá estar dentro del intervalo admisible de tiempo de construcción, de lo contrario, será necesario aplicar medidas de tratamiento de la superficie de la capa inferior para que las juntas cumplan los requerimientos exigidos

Si no se dispone de ningún mecanismo para el control de las filtraciones en una presa de HCR y, por tanto, se cuenta con el propio HCR para prevenir filtraciones y proporcionar estanqueidad a la obra, o si se exige a la junta que tenga alta resistencia a tracción y a cortante, el tiempo de principio de fraguado del hormigón de la tongada inferior in situ debe ser tomado como el intervalo de tiempo admisible para la junta.

En otro caso, el intervalo de tiempo admisible de junta puede ser justificadamente mayor que el tiempo de principio de fraguado de la superficie de hormigón de acuerdo con los requerimientos de diseño. El tiempo de principio de fraguado del hormigón, en todo caso, ha de ser medido in situ.

3. CARACTERIZACIÓN DEL ENDURECIMIENTO DEL HORMIGÓN. MÉTODO MPUC

Para la caracterización del proceso de endurecimiento del hormigón se utiliza un método basado en técnicas de penetración desarrollado en el seno del Grupo de Trabajo de Hormigón Compactado con Rodillo, MPUC (Método de Penetración Universidad de Cantabria) [1, 2].

Brevemente, el MPUC consiste en analizar el proceso de endurecimiento del hormigón mediante la aplicación de técnicas de penetración. Para ello, se tamiza el hormigón y el mortero extraído, compactado y conservado bajo las mismas condiciones a las que se encuentra sometido el propio hormigón, se somete al ensayo de penetración, caracterizando la evolución de la resistencia a la penetración con el tiempo transcurrido desde el inicio del mezclado del hormigón.

En la figura 1 se recoge una curva típica de la evolución del proceso de endurecimiento del mortero con el tiempo. Las tres rectas que aparecen, se ajustan por el método de mínimos cuadrados.

[1] Grupo de Trabajo dirigido por el Prof. Joaquín Díez-Cascón Sagrado, Catedrático de Presas de la Universidad de Cantabria.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

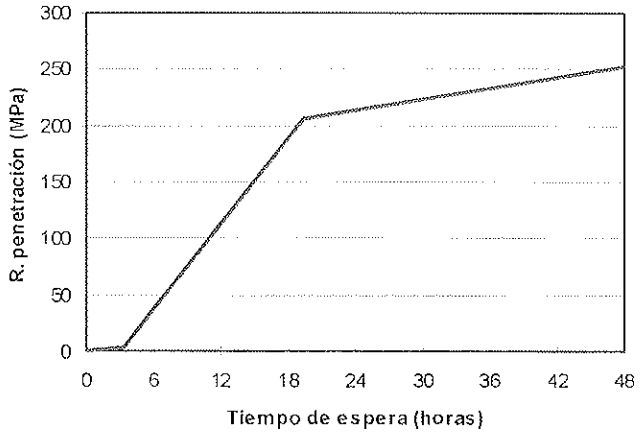


Figura 1. Caracterización del proceso de endurecimiento mediante técnicas de penetración.

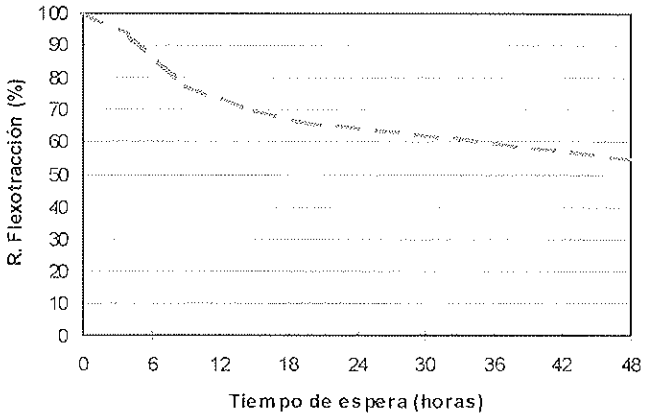


Figura 2. Caracterización de la evolución de la calidad de las juntas con el tiempo de espera entre tongadas.

4. EVOLUCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS JUNTAS CON EL TIEMPO DE ESPERA ENTRE TONGADAS

Para unas condiciones ambientales y una composición del hormigón fijos, las características de una junta dependen del tiempo que transcurre entre la colocación de una tongada y la siguiente.

La evolución de la calidad de las juntas con el tiempo de espera entre una tongada y la siguiente, se obtiene mediante la caracterización de la evolución de las características físico-mecánicas de las juntas con el tiempo de espera entre la colocación de las dos capas, conservándose constantes tanto la composición como las condiciones de conservación de la tongada inferior.

Se fabrican probetas de sección cuadrada que se componen de dos capas con intervalo de tiempos de espera progresivamente mayores entre la colocación de ambas. Estas probetas se conservan en condiciones ambientales estándares y se caracteriza la resistencia a flexotracción de la junta [1, 2].

Se considera el valor correspondiente al 100% de la resistencia como la situación de referencia, es decir, la posición de no-junta o el caso en que se coloca una capa a continuación de la otra y, por tanto, el tiempo de espera entre las dos tongadas es de 0 horas.

El resto de valores de resistencia a flexotracción se pone en referencia al valor 100% ó tiempo entre tongadas igual a 0 horas, obteniéndose así los valores de la resistencia con relación a la situación ideal de no-junta.

En la figura 2 se representa una evolución típica de la resistencia a flexotracción de la junta a medida que el tiempo de espera entre ambas tongadas aumenta.

A medida que el tiempo de espera entre tongadas aumenta, la calidad de la junta que se forma entre ellas disminuye, lo que en la gráfica se traduce en porcentajes decrecientes del valor de la resistencia a flexotracción de la junta.

5. ANÁLISIS DEL INTERVALO ADMISIBLE DE TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN DE JUNTAS

Para realizar el análisis del intervalo admisible de tiempo de construcción de juntas entre tongadas en presas de hormigón compactado con rodillo se establece la correlación existente entre:

- *El estado de fraguado y endurecimiento de la capa inferior,* caracterizado por la evolución con el tiempo de la resistencia a la penetración del mortero extraído mediante tamizado del hormigón HCR, y
- *La calidad de las juntas,* caracterizado por la evolución de la resistencia a flexotracción de las juntas fabricadas con tiempos de espera entre tongadas sucesivamente mayores.

Por tratarse de un procedimiento llevado a cabo en laboratorio, la fabricación de las muestras para evaluar el proceso de endurecimiento y para evaluar la resistencia de las juntas se realizará con el mortero fabricado como tal, que presenta las siguientes características composicionales:

Composición del mortero de referencia	
Tamaño máximo de arena	5 mm
Conglomerante	Tipo V/25[2]
Relación agua/conglomerante	0.5
Relación arena/conglomerante	3
Aditivo retardador de fraguado	0 %

[2] Nomenclatura antigua del cemento especial para presas compuesto de 30% de clínker y 70% de cenizas volantes. Equivalente al actual *ESP VI-1 22.5.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Las condiciones ambientales de referencia de temperatura y humedad de conservación de la superficie de la tongada son las siguientes: $T^a = 20 \pm 1$ °C y $H \geq 95\%$.

Las probetas con junta una vez fabricadas y preparadas para su caracterización a los 90 días se conservan en cámara húmeda, es decir, $T^a = 20 \pm 1$ °C y $H \geq 95\%$.

El procedimiento propuesto consta de los siguiente pasos:

1. Mezclado del material de la capa inferior de la junta. Con dicho material se fabricarán todas las probetas destinadas a evaluar la evolución del endurecimiento (3 probetas por tiempo de espera) y la primera capa o capa inferior de las probetas que se destinarán a evaluar la evolución de la resistencia a tracción de las juntas (3 probetas por tiempo de espera). Se coloca mediante métodos que simulen la puesta en obra del HCR, es decir, vibrado y compresión externos.

2. Se establecen para cada caso los tiempos de espera entre tongadas oportunos tomando como punto de partida la situación de no-junta o tiempo 0 horas entre tongadas.

3. Se conservan todas las probetas bajo las mismas condiciones ambientales dadas, en este caso: $T^a = 20 \pm 1$ °C y $H \geq 95\%$.

4. Transcurrido cada tiempo de espera considerado:

   – Se fabrica un mortero de igual composición que el de la capa inferior y se coloca mediante métodos que simulen la puesta en obra del HCR.

   – Se caracteriza el estado de endurecimiento de la tongada inferior mediante el ensayo de penetración.

5. Una vez fabricadas las probetas con junta, se conservan en cámara húmeda y se caracteriza la resistencia a flexotracción de las juntas a los 90 días.

6. Por último, se establece la correlación entre la evolución del endurecimiento del mortero con el tiempo y la evolución de la pérdida de características de las juntas a medida que aumenta el tiempo de espera entre las tongadas.

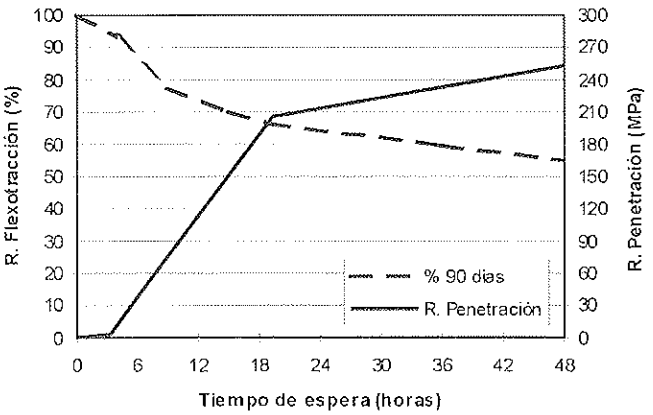


Figura 3. Correlación entre la evolución del endurecimiento con el tiempo y la evolución de la pérdida de características de las juntas a medida que aumenta el tiempo de espera entre las tongadas.

Del análisis de la figura 3 se infieren los siguientes comentarios:

1) Se pueden identificar tres periodos de comportamiento, tanto para la evolución con el tiempo de espera de las características físico-mecánicas de las juntas, como para la evolución del endurecimiento del mortero con el tiempo, cuyos límites prácticamente coinciden.

2) Para el mortero de referencia analizado, el primer periodo se extiende entre las 0 y las 3 horas. Supone un periodo en que el material presenta una débil resistencia a la penetración. En este periodo, a su vez, las juntas sufren una pequeña pérdida de características.

3) El segundo periodo, que se produce entre las 3 y las 18-20 horas, se caracteriza por un fuerte incremento de la resistencia a la penetración, es decir, un endurecimiento rápido del material y por una pérdida pronunciada de características de las juntas.

4) El tercer periodo comienza a las 18-20 horas y corresponde a una disminución en la velocidad de endurecimiento del mortero y un empeoramiento más lento de las características de las juntas.

5) En el tercer periodo, la resistencia a la penetración se estabiliza tendiendo asintóticamente al valor máximo y las características de las juntas empeoran más lentamente tendiendo asintóticamente al valor mínimo o residual.

6. CONCLUSIONES

Teniendo en cuenta lo anterior, se puede concluir el siguiente comportamiento de las juntas entre tongadas de HCR: la evolución de las características de las juntas con el tiempo de espera entre tongadas se puede identificar con la evolución del proceso de fraguado y endurecimiento del material de la capa inferior con el tiempo. Por tanto, como se observa en la figura 4, se distinguen tres periodos en el comportamiento de las juntas entre tongadas,:

I. *Período inicial.* Este periodo se caracteriza por una aportación a la capacidad de unión de la junta tanto del material de la capa superior como del de la capa inferior. Se produce un mantenimiento o una débil disminución de las características de las juntas.

II. *Período intermedio.* Se produce una pérdida pronunciada de las características de la junta justificada por la disminución del aporte cementante y de la capacidad de unión del material de la capa inferior debido a su rigidización y endurecimiento.

III. *Período final.* La disminución de calidad de las juntas se produce de una forma más lenta tendiendo a una estabilización de las características. La capacidad de unión es el resultado de la capacidad cementante y de relleno de huecos del material de la capa superior principalmente, permaneciendo el material de la capa inferior prácticamente inerte. Es decir, las características de las juntas son debidas exclusivamente a la capacidad de unión del material de la tongada superior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

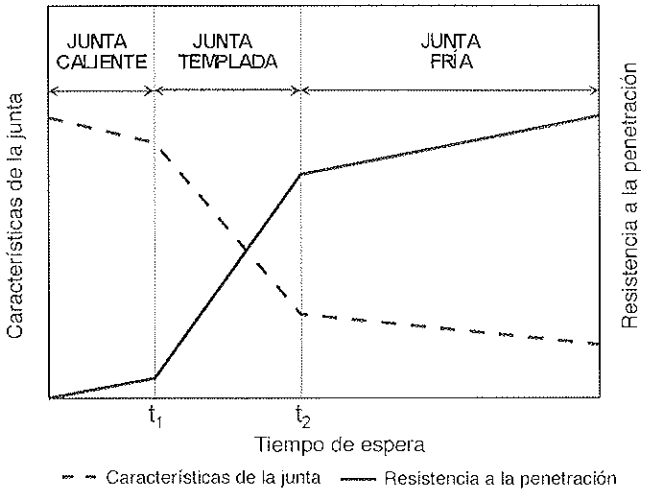


Figura 4. Modelo de comportamiento de la evolución con el tiempo de espera de la calidad de las juntas y del endurecimiento del material.

Atendiendo a la función que realiza el hormigón compactado HCR en los diferentes tipos de presas, en *presas homogéneas*, en las que el hormigón HCR tiene asignadas las funciones de peso y de dar impermeabilidad a la fábrica, se ha de realizar el diseño de las juntas dentro del *primer periodo* (junta caliente), es decir, para tiempos de espera entre tongadas *inferiores a* t_1. En caso de tiempos de espera entre tongadas superiores, se ha de proceder a la aplicación de un tratamiento (limpieza de la superficie, extensión de un mortero de retoma, etc.) a la tongada inferior para conseguir una junta con la calidad necesaria.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] de la Fuente González, J.M.; '*Establecimiento de índices de calidad de la unión entre tongadas en presas de hormigón HCR*'. Tesis Doctoral. Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y del Medio Ambiente. Universidad de Cantabria. 1998.

[2] de la Fuente González, J.M.; '*Establecimiento de índices de calidad de la unión entre tongadas en presas de hormigón HCR*'. Serie Tesis Doctorales. Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE. 2002.

[3] Ho Ta Khanh, M. and Valon, R., 'Rcc laboratory tests: Experience acquired in past 10 years and new developments', Roller Compacted Concrete Dams, Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, 2-4 October 1995, Vol. 1, pp. 163-178.

[4] Kunhe, F., 'Primary study of determination of initial setting time for fresh RCVC', Hydraulic and Electric Technology, 8, 1988.

[5] Kunhe, F., 'The judgement of the setting state for fresh roller compacted concrete', International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, Beijing, China, 6-9 Nov., 1991, pp. 300-305.

[6] Kruml, F. 'Setting process of concrete', in 'Properties of Fresh Concrete', Proceedings of the International RILEM Colloquium, Hanover, October 3-5 1990, Edited by H.J. Wierig, E. & F.N. Spon, London, pp. 10-16.

[7] Li, Z. and Kunhe, F., 'The quick judgement of the setting state of RCC in construction surface', 11, 1993.

[8] Li, Z. and Kunhe, F., 'The setting state of RCC and the control of binding quality between the layers', Roller Compacted Concrete Dams, Proceedings of the International Symposium held in Santander, Spain, 2-4 October 1995, Vol. 1, pp. 119-126.

[9] Neville, A.M:, 'Properties of concrete', Third edition, Pitman Books Limited, London, 1983.

[10] Schrader, E.K., 'RCC: current practices, controversies and options', The International Journal on Hydropower & Dams, Volume Two, Issue Five, September 1995, pp. 80-88.

[11] Translated by Shen Wei, 'Hydration and hardening of cement', Proceedings of 6th International Symposium Chemistry Cement, Vol. 2, The Building Industry Publishing House of China, 1981.

[12] Tuthill, L.H. and Cordon, W.A., 'Properties and uses of initially retarded concrete', Journal of the American Concrete Institute,Vol. 27, Nº 3, November. 1955, (Proceedings V. 52), pp. 273-286.

[13] Xutong, H. and Hongwei, Y.,'On interlayer bond and construction quality monitoring method of roller compacted concrete', International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, Beijing, China, 6-9 Nov., 1991, pp. 432-439.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

CYPE Ingenieros presenta su nueva aplicación: CYPEDOC: Manual de Uso y Mantenimiento del Edificio

Cypedoc es un programa diseñado para la elaboración e impresión del **Manual de Uso y Mantenimiento del Edificio**.

El manual o memoria de uso y mantenimiento del edificio forma parte de la documentación **Libro del Edificio**. Se trata de una descripción de las características constructivas de edificio con las instrucciones de uso y mantenimiento recomendadas para cada elemento constructivo e instalación que exige la **L.O.E. Cypedoc** genera este documento técnico que recoge todos los elementos del edificio y que indica el uso y operaciones a realizar en la cimentación, la estructura, la fachada, etc.

Cypedoc incorpora además una amplia base de datos con las instrucciones de uso y mantenimiento para todas las tipologías de edificios. El usuario puede modificar esta base para optimizarla según sus necesidades. La selección de las instrucciones a imprimir se puede realizar de forma manual, automática (interpretando un fichero BC3), o mediante la combinación de los dos procesos anteriores.

Cypedoc admite la edición de textos con las opciones habituales de los tratamientos de textos (copiar, pegar, sangrar...) y permite personalizar sus listados con gráficos, datos del promotor, del arquitecto, etc. Genera documentos por impresora, ficheros HTML y TXT.

Para ampliar información dirigirse a: **marketing@cype.com**

o entrando en nuestra página:
www.cype.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Aplicación de modelos numéricos al estudio del comportamiento de muros de cortante en estructuras de fábrica

Application of numerical models to the study of the behaviour of shear walls in masonry structures

Jorge G. Rosas Rodríguez
Dr. Ingeniero Civil
Profesor titular de la Universidad Privada Boliviana

Luis M. Villegas Cabredo
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático de la Universidad de Cantabria

Domingo Lorenzo Esperante
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor titular de la Universidad de Cantabria

RESUMEN

El presente trabajo de investigación se propone como objetivo principal estudiar, mediante un análisis no lineal, el comportamiento de los muros de cortante de fábrica frente a las principales cargas que los solicitan, utilizando como herramienta para el análisis dos técnicas de modelación desarrolladas propiamente para la fábrica, basadas en el Método de los Elementos Finitos. Para ello se ha realizado la validación de las técnicas de micro y macromodelización del Programa computacional DIANA con ensayos realizados sobre fábrica de bloques de hormigón simples y armadas, sometidas a esfuerzos cortantes en su plano.

SUMMARY

The present work of investigation sets out like main objective to study, by means of an analysis non-linear, the behaviour of the shear walls of masonry front of the main loads that subjected, using like tool for the analysis two developed techniques of modelling properly for the masonry, based on the Finite Elements Method. For it has been made the validation of the techniques of micro and macromodelling of the Finite Element program DIANA with the tests made on masonry of concrete blocks simple and reinforced, subjected to stress in-plane.

1. INTRODUCCIÓN

La fábrica ha sido, desde hace miles de años, un material muy utilizado en la construcción. Hoy en día, su uso es generalizado y en especial en edificios de mediana altura en donde abundan los muros y sería conveniente dar utilidad a los mismos de manera que no actúen como simples elementos divisorios de ambientes, sino como elementos estructurales portantes y resistentes frente a todas las acciones que los solicitan.

El análisis de este tipo de estructuras muestra ciertas dificultades, cuyo origen reside en la naturaleza interna de la fábrica, lo que ocasiona un complejo estado resistente de sus componentes. El estudio de estructuras de fábrica aún no es práctica común en muchas oficinas de ingeniería, a pesar del hecho de que las obras de fábrica ofrecen muchas ventajas. No se han establecido o descrito claramente muchas reglas y métodos de diseño; por este motivo los diseños de este tipo de estructuras dejan en la incertidumbre al ingeniero. No obstante, las investigaciones en las últimas décadas en el campo de la fábrica de ladrillo o de bloques de hormigón han demostrado su importancia y relevancia en el diseño de estructuras. Además, el desarrollo de las técnicas numéricas y la rapidez de los ordenadores permiten que los investigadores desarrollen modelos cada vez más sofisticados que permiten incluir diferentes mecanismos de falla.

2. TÉCNICAS DE MODELACIÓN DE ESTRUCTURAS DE FÁBRICA

En general, la aproximación hacia una modelización numérica puede ser enfocada con *Micromodelos*, los cuales discretizan de forma detallada y tratan a las unidades y al mortero por separado. Para esta técnica de micromodelización existen dos

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

formas diferentes de encarar el problema, dependiendo de la precisión y sencillez de la modelización, Rots [1] y Lourenço [2] distinguen entre:

Micromodelización detallada: En esta técnica, unidades y morteros son representados por elementos continuos, mientras que la interfase unidad-mortero se representa mediante elementos discontinuos.

Micromodelización Simplificada: Las unidades están representados por un elemento continuo y las juntas horizontales y verticales son representadas por elementos discontinuos.

En la primera técnica se toman en cuenta el módulo de Young, el coeficiente de Poisson y, en caso de ser necesario, las propiedades inelásticas de las unidades y del mortero. En el presente trabajo, para el análisis de los muretes, se ha utilizado la micromodelización simplificada.

Por otra parte existe la posibilidad de hacer un tratamiento con *Macromodelos*, donde las unidades, mortero e interfase unidad-mortero están englobados por un mismo elemento, asumiendo al compuesto fábrica como un todo.

A) Micromodelización

Los micromodelos tienen su campo de aplicación en el estudio del comportamiento local de las estructuras de fábrica, Lourenço et al. [3]. Page [4] es el primer investigador que ha obtenido algunos resultados de la aplicación de micromodelización en fábrica de ladrillo. Chiostrini y Vignoli [5] han desarrollado un micromodelo simplificado para reproducir el comportamiento de un panel de fábrica de ladrillo bajo tensiones normal y de cortante. Ali y Page [6] han estudiado el comportamiento de paneles de fábrica bajo gradientes de tensiones altos debidos a cargas concentradas mediante un micromodelo completo. Riddington y Ghazali [7] han desarrollado un estudio experimental y numérico sobre el comportamiento de paneles de fábrica. Para el análisis numérico, ellos han trabajado con un micromodelo detallado en el cual unidades y mortero son representados por medio de elementos finitos de tensión plana y la interfase ladrillo-mortero por elementos de conexiones a manera de discontinuidades. Lotfi y Shing [8] y Lourenço [2], tienen en consideración la necesidad de la simulación numérica detallada de estructuras de fábrica para su mejor entendimiento. La técnica desarrollada por Lourenço, es innovadora en el sentido de utilizar elementos de interfase para modelar las juntas y de incluir la falla por tracción de las unidades. Lourenço y Rots [9] indican que un modelo preciso para fábrica debe incluir los tipos básicos de mecanismos de falla que caracterizan el material. Carol y López [10] han desarrollado un modelo de análisis para la simulación de materiales cuasi-frágiles.

B) Macromodelización

Los modelos específicamente desarrollados para fábrica toman en cuenta, en su concepción, la anisotropía causada por las juntas de mortero. Samarashinghe et al. [11] proponen un macromodelo simple para el análisis no lineal de fábrica de ladrillo bajo estados de tracción-compresión biaxial. Dhanasekar y Page [12] han desarrollado un macromodelo más sofisticado. Adreaus [13], para poder modelizar ciertas características de la fábrica (su comportamiento), que se hacen difíciles de analizar por técnicas estándar de la Mecánica de Medios Continuos y el Método de los Elementos Finitos uni y bidireccionales, discretiza el sólido fábrica en un número finito de celdas elementales compuestas por elementos barra a manera de una celosía, que poseen leyes constitutivas multilineales. Lourenço et al. [14] han propuesto un macromodelo continuo anisótropo. Molins y Roca [15] han desarrollado un modelo para el análisis no lineal por la geometría y el material de estructuras de fábrica formadas por elementos lineales de geometría curva y variable basada en la Formulación Matricial Generalizada.

3. CRITERIOS DE FLUENCIA PARA MATERIALES CUASI-FRAGILES

Para que la modelización sea exitosa y se realice conforme al comportamiento real de la fábrica, es de suma importancia la elección de un criterio de fluencia conforme a los mecanismos de falla de la fábrica, ya que éste determinará el comportamiento no lineal del modelo.

No todos los mecanismos de falla en la fábrica son totalmente comprensibles y los criterios de fisuración no han sido del todo desarrollados, por lo que es usual la utilización de criterios de plasticidad aplicados a geomateriales.

Los datos experimentales han demostrado que existen ciertos criterios de fluencia que funcionan bien para algunos materiales de características específicas, y no muy bien para otros materiales. Los micromodelos, junto con los ensayos experimentales, representan una gran herramienta para poder entender el comportamiento real de la fábrica.

Para la modelación a un micro nivel de los mecanismos de falla por tracción y cortante se utiliza una superficie de fluencia combinada, con la superficie de fluencia de Rankine para incorporar el modo de tracción y la superficie de fluencia de Mohr-Coulomb para el modo cortante, ver Figura 1.

Para la modelación a un macro nivel se han utilizado los criterios de Rankine para la falla por tracción y el criterio de Drucker-Prager para las fallas de cortante y compresión, Figura 2. Estas teorías de falla están formuladas para materiales isótropos, de modo que los resultados simplemente proporcionarán una idea global del comportamiento de la estructura de fábrica.

4. DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS UTILIZADOS EN EL MICRO Y MACROMODELO

En el *micromodelo*, para modelar las unidades, se han adoptado elementos continuos cuadrilaterales isoparamétricos de 8 nodos y las juntas son representadas con elementos de interfase de 6 nodos de espesor nulo. Asimismo, se ha incor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

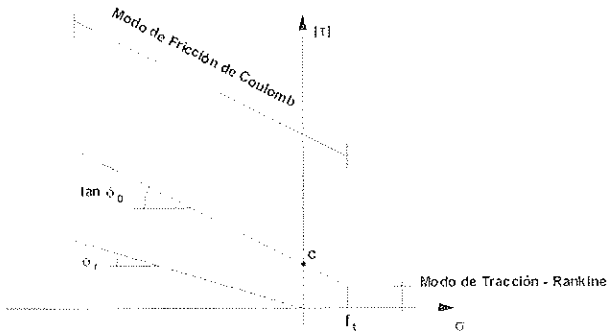


Figura 1. Superficie de fluencia combinada de Mohr-Coulomb y Rankine.

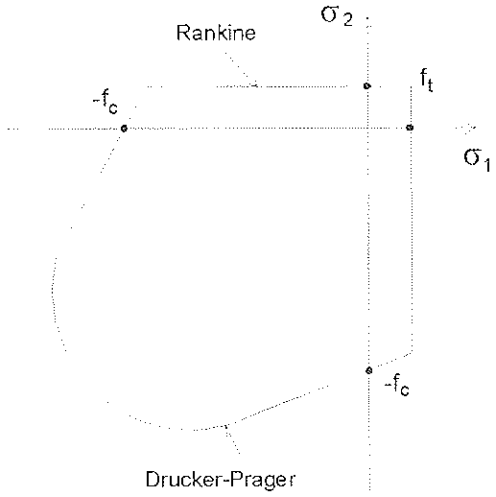


Figura 2. Superficie de fluencia combinada de Drucker-Prager y Rankine.

porado la falla de las unidades por tracción por medio de elementos de interfase localizados verticalmente en el centro de la unidad (fisuras potenciales), que permiten simular una separación en dos partes de ésta. La interpolación de este tipo de elementos es cuadrática. En el micromodelo se asume que las unidades tienen un comportamiento elástico, se adopta el esquema de integración de Gauss de 2x2, siendo este el más habitual para este tipo de comportamiento, Rots [16]. Para la *interfase de unidad-mortero*, en el micromodelo se han utilizado elementos discontinuos. Estos elementos permiten discontinuidades en el campo de desplazamientos y su comportamiento se describe en términos de las relaciones entre tensiones y los desplazamientos relativos a lo largo de la interfase. Estos elementos son muy útiles en el método de los elementos finitos cuando los desplazamientos son discontinuos entre dos elementos, como es el caso de las juntas de mortero donde existen aberturas por tracción y deslizamientos por cortante. El elemento de interfase utilizado en el micromodelo tiene una configuración bidimensional. El elemento se basa en una interpolación cuadrática, y se ha utilizado un esquema de integración de tres puntos de Lobatto. Se escogió este esquema de integración dado el deficiente comportamiento con la integración de Gauss para elementos discontinuos de gran rigidez, Rots [16].

Para modelar los elementos del *macromodelo*, también se ha utilizado el elemento cuadrilátero de 8 nodos. Debido a que tienen un comportamiento no lineal, se adoptó un esquema de integración de 3x3, por ser un esquema más robusto para el análisis no lineal de materiales cuasi-frágiles, según Rots [16].

5. MURETES VACÍOS DE BLOQUES DE HORMIGÓN ENSAYADOS A COMPRESIÓN DIAGONAL

5.1. Estudios experimentales

Curadelli [17] ha realizado en el Laboratorio de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria varios ensayos de muretes de bloques de hormigón a compresión diagonal; dichos ensayos corresponden a una parte de su Tesis Doctoral. El procedimiento del ensayo está normalizado por la normativa americana ASTM E519-81. En dicha norma las dimensiones de la probeta son definidas con el criterio de ser las mínimas representativas del comportamiento de muros reales y también para permitir el uso de máquinas de ensayo habitualmente disponibles en los laboratorios.

De acuerdo a la norma ASTM E519-81, la probeta consiste en un murete de dimensiones nominales de 1.200 x 1.200 mm^2 ; su espesor es de 140 mm. En el presente caso las dimensiones reales del murete son de 1.190 x 1.190 mm^2, constituido por 6 hiladas, Figura (3). Las juntas horizontales y verticales tienen un espesor de 10 mm. Los bloques de hormigón utilizados en la fabricación de los especímenes son de 200 x 190 x 140 mm^3.

Para la fabricación de los muretes se ha utilizado un mortero de 1:1/2:3 (cemento:cal:arena remolida, por volumen), la consistencia medida por asiento en el cono de Abrams es de 160 mm, que se encuentra dentro del rango especificado por PIET 70.

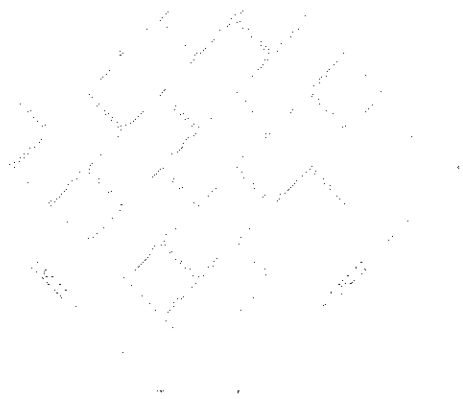


Figura 3. Dimensiones del murete de bloques de hormigón ensayado a compresión diagonal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

La mano de obra para la fabricación de los elementos ha sido la de un oficial albañil con 40 años de experiencia en la construcción; los muretes se fabricaron sobre un tablón de 50 mm de espesor, perfectamente nivelado.

La junta de mortero ha sido colocada en bandas (sobre las paredes de la unidad), con esta técnica se consigue un mejor comportamiento ante la acción de la humedad, ya que no hay continuidad de masa de mortero entre las dos caras laterales del bloque. Para conseguir la colocación del mortero en bandas, primeramente ha sido colocada una tabla para evitar que el mortero invada los tabiques transversales. Los ensayos de los muretes han sido realizados con una edad de 30 días.

La carga vertical fue suministrada por un gato hidráulico de capacidad 915 kN de doble efecto, el área del cilindro es de 26.650 m^2 y contaba con una carrera de 250 mm. La carga vertical, ha sido trasmitida a través de dos cabezales de acero, el cabezal superior ha sido fijado al vástago del gato hidráulico y el inferior iba sobre una deslizadera apoyada sobre una viga metálica. En la Figura (4), puede observarse el esquema de bases de medida.

Todos los especímenes ensayados fueron instrumentados con el objeto de conocer las características de deformación del murete. Para ello se utilizaron transductores de desplazamiento del tipo VRT largos con recorrido de ±50 mm, calibrándose los mismos cada vez que se modificaba su instalación. La velocidad de la carga ha sido fijada en 0,9 ± 20% $^{kN}/_{s}$, con el objeto de producir la rotura en aproximadamente 3 minutos desde la aplicación de la carga. Mediante este ensayo se han dibujado los esquemas de fisuración de los muretes y se han obtenido las curvas de tensión de corte neta-distorsión angular. La resistencia de corte neta y la distorsión angular han sido calculadas con las ecuaciones (1) y (2) respectivamente.

$$f_{qN} = \frac{P_{máx}}{\sqrt{2} \cdot A} = \frac{P_{máx}}{A_d} \qquad (1)$$

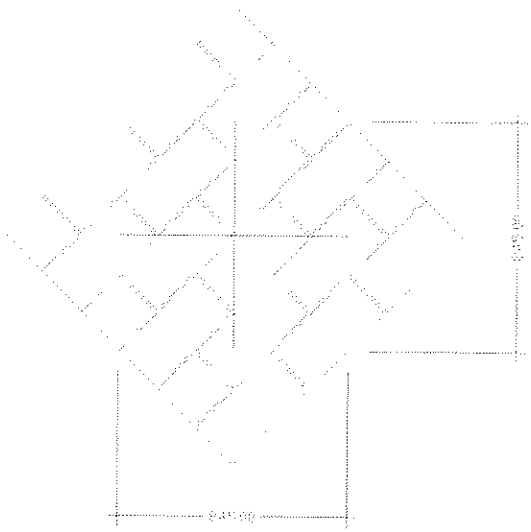


Figura 4. Bases de medida para medir la deformación de las diagonales.

siendo f_{qN} la resistencia al corte neta, $P_{máx}$ la carga de rotura y A el área de la sección de la probeta y A_d área de la diagonal.

$$\gamma = \varepsilon_v - \varepsilon_h \qquad (2)$$

ε_v y ε_h son las deformaciones específicas en las diagonales vertical y horizontal respectivamente. Se considera positivo al acortamiento, por lo que debe observarse que al ser ε_h una deformación de tracción, resulta γ de la suma de los valores absolutos de los componentes.

Los resultados de los estudios experimentales se presentan de manera resumida en la Tabla (1). De los tres muros ensayados en el laboratorio, el resultado del tercer murete fue descartado por presentar una falla por deslizamiento de una hilada extrema. Se hace notar, las tensiones en la Tabla (1) han sido calculadas con el área neta de la probeta igual a 72.400 mm^2, este valor resulta de la multiplicación del largo de la probeta por el ancho equivalente, siendo el largo de la probeta igual a 1.190 mm y el ancho equivalente 60,84 mm (Curadelli [17]).

Tabla 1. Resultados experimentales de muretes vacíos ensayados a compresión diagonal

Probeta	Carga de Rotura kN	Distorsión angular Máx (0/00)	Tensión de rotura $^{N}/_{mm^2}$	Resist. al Corte Media(*) $^{N}/_{mm^2}$
MDG-V-14 (1)	122,00	0,41	1,19	1,34
MDG-V-14 (2)	137,20	0,39	1,49	

Fuente: Curadelli [17].
(*) Respecto a la sección neta a corte del murete.

En la Figura (5) puede observarse el montaje de los transductores largos para la medición de la distorsión angular.

La Figura (6) presenta una rotura de tipo escalonada simple y la Figura (7) presenta la falla por fisuración diagonal central, puede deberse a una alta adhesión mortero-bloque que lleva a fisurar este antes de separar la junta.

5.2. Análisis numérico

La calibración del programa de Elementos Finitos DIANA con los resultados experimentales descritos anteriormente, se ha llevado a cabo por los métodos de micro y macromodelización mediante un análisis no lineal.

Para el análisis numérico por la técnica de *micromodelización*, los bloques de hormigón son representados por elementos continuos de tensión plana (8 nodos) mientras que para las juntas horizontales y verticales se adoptaron elementos de interfase (6 nodos), y asimismo para las fisuras potenciales en la mitad de cada ladrillo, tal como se ha mencionado en el apartado 4. Cada bloque de hormigón es modelado con

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

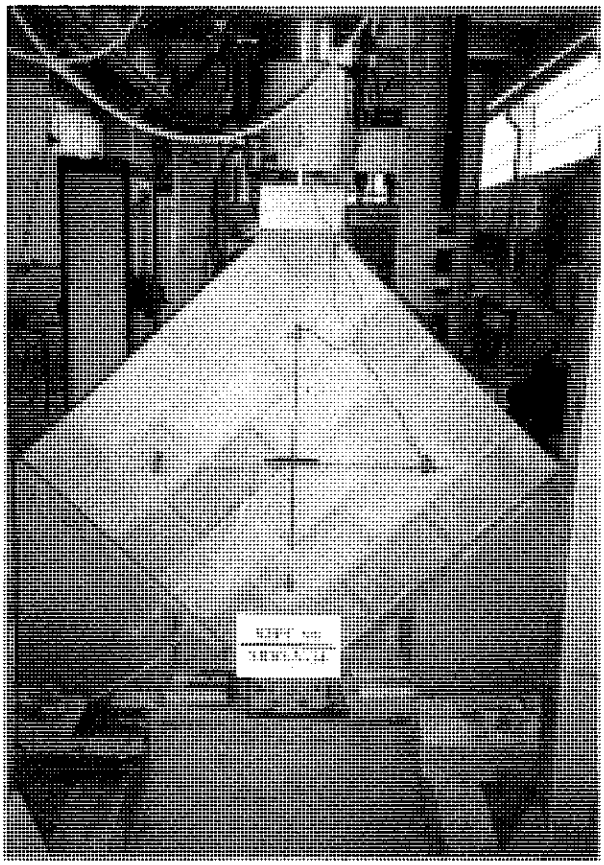


Figura 5. Murete vacío instrumentado con transductores largos para determinar la distorsión angular, MDG-V-14.

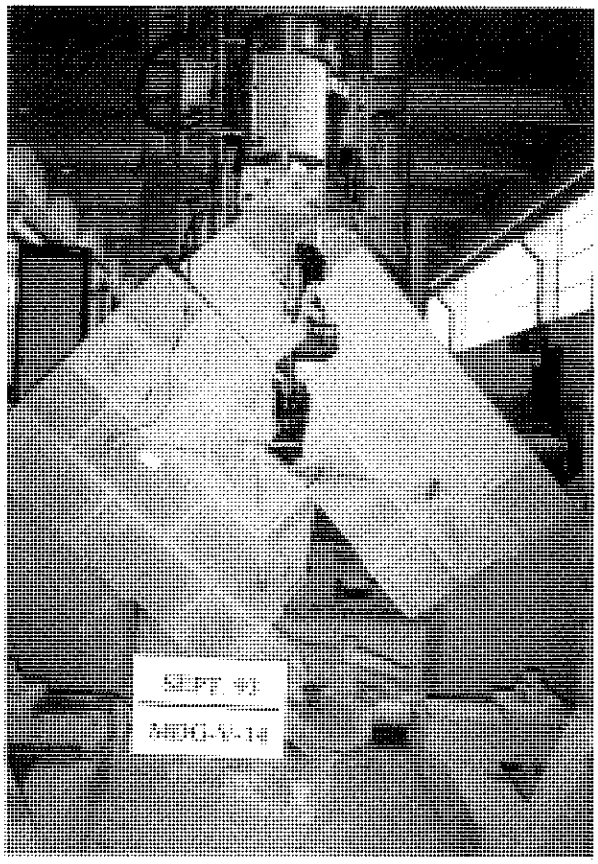


Figura 7. Falla por fisuración diagonal. Murete vacío de bloques de hormigón, MDG-V-14(2).

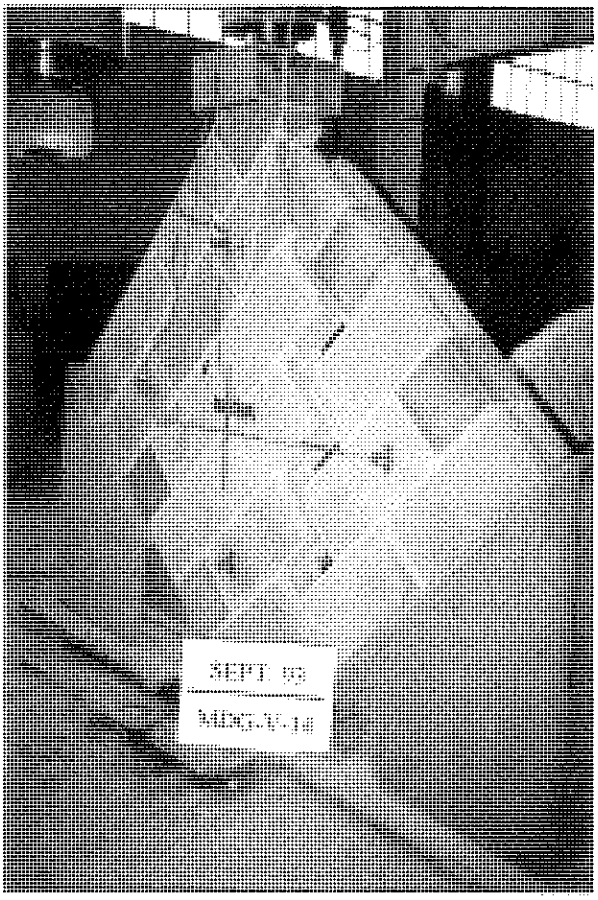


Figura 6. Falla escalonada de la diagonal. Murete vacío de bloques de hormigón, MDG-V-14(1).

elementos de 4 x 2, lo cual conllevó a una discretización del murete 264 elementos, 144 elementos continuos, 90 elementos de interfase para las juntas y 30 elementos para las fisuras potenciales. Por el contrario, para el *macromodelo* se utilizaron únicamente elementos continuos de 8 nodos, y el mallado se generó con elementos de 100 x 100 mm^2. Esto conlleva a 144 elementos, nótese la gran cantidad de elementos requeridos por el micromodelo.

En el análisis numérico por micromodelización no pudo observarse la falla por fisuración diagonal en las unidades, ya que las fisuras potenciales se han modelado en la mitad de los bloques (la inclusión de otras fisuras potenciales conlleva a complicaciones en la convergencia).

5.3. Propiedades de los materiales para el micromodelo

Las propiedades mecánicas de los componentes individuales de la fábrica de bloques de hormigón, obtenidas en ensayos por Curadelli [17] se resumen en la Tabla (2).

A. Propiedades de los bloques de hormigón

Dentro los ensayos realizados por Curadelli [17], no han sido evaluados el módulo de elasticidad de los bloques de hormigón. Para los efectos de calibración del modelo, se ha adoptado un valor aproximado al calculado con la expresión $E_b = 750 f_c$ $^N/_{mm^2}$ (Abrams [18]), siendo f_c la resistencia a compresión del bloque de hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales obtenidas en ensayos

Resistencia a compresión neta media de bloques de hormigón BN-14 $^{N}/_{mm^2}$	Resistencia a compresión media de mortero (1:1/4:3) $^{N}/_{mm^2}$
19,25	21,9
Fuente: Curadelli [17]	

Las propiedades elásticas de los bloques de hormigón: módulo de Young E, módulo de elasticidad transversal G y coeficiente de Poisson ν se presentan en la Tabla (3).

Tabla 3. Propiedades elásticas de los bloques de hormigón

Propiedades	Valores
E	16700 $^{N}/_{mm^2}$
ν	0,20
G	6958 $^{N}/_{mm^2}$

En el análisis se han empleado elementos de interfase verticales en la mitad de cada bloque para modelar las fisuras potenciales por tracción, se utilizó un modelo simple de falla del Modo I con ablandamiento exponencial por tracción y una inmediata actualización a cero de las tensiones de cortante. Para este modelo se presentan en la Tabla (4) la resistencia a tracción de los bloques de hormigón paralela a las juntas horizontales f_t y la energía de fractura por tracción G_f^I. Las rigideces k_n y k_s de los elementos de interfase para las fisuras potenciales se han asumido bastante elevadas para simular la alta rigidez de los bloques de hormigón.

Tabla 4. Propiedades para las fisuras potenciales en los bloques de hormigón.

Propiedades	Valores
f_t	2,0 $^{N}/_{mm^2}$
G_f^I	0,08 $^{N}/_{mm^2}$
k_n	1,0 x 106 $^{N}/_{mm^3}$
k_s	1,0 x 106 $^{N}/_{mm^3}$

Dentro los ensayos realizados por Curadelli [17] no se posee la resistencia a tracción de los bloques de hormigón. Para el presente estudio se ha adoptado un valor aproximado al 10% de su resistencia a compresión (Tabla 2), éste valor es sugerido por Hughes et al. [19].

B. Propiedades de la Interfase Bloque-Mortero

En los ensayos realizados por Curadelli [17] no se disponen de propiedades inelásticas, a través de estos ensayos sólo se ha encontrado la carga de rotura máxima y con ella la tensión de corte máxima y luego la distorsión angular. Por esta razón los parámetros necesarios se han extraído de los datos obtenidos experimentalmente por Raijmakers y Vermeltfoort [21] en micro-ensayos para caracterizar el comportamiento de la interfase ladrillo-mortero y en muros de cortante para analizar su comportamiento (se han adoptado estas propiedades inelásticas a la fábrica de bloques de hormigón, al tener con estos valores una mejor concordacia), Tabla (6). En particular, este estudio atribuyó la gran importancia de propiedades antes ignoradas como el ablandamiento, la energía de fractura y el ángulo de dilatancia, van der Pluijm [23]. Las propiedades elásticas del mortero se resumen en la Tabla (5).

Tabla 5. Propiedades elásticas de las juntas de mortero.

Propiedades	Valores
E	7000 $^{N}/_{mm^2}$
ν	0,15
G	3043 $^{N}/_{mm^2}$

Para el módulo de elasticidad del mortero se ha adoptado un valor aproximado a los valores encontrados mediante ensayos realizados por Riddington y Ghazali [7].

Para representar el comportamiento de la unión bloque-mortero mediante los elementos de interfase se requieren las siguientes propiedades para la superficie compuesta de Mohr-Coulomb y Rankine: la resistencia a tracción de la interfase f_t, las energías de fractura del Modo I G_f^I y del Modo II G_f^{II}, la cohesión c, el ángulo de fricción interna inicial ϕ_o, el ángulo de fricción interna residual ϕ_r, y los componentes de la matriz de rigidez elástica de los elementos de interfase k_n y k_s, Tabla (5).

De los datos de Raijmakers y Vermeltfoort no se posee un valor para la cohesión, por tanto se ha tomado el valor sugerido por Lourenço [24] de $c = 1{,}4 \cdot f_t$. De igual manera, Lourenço indica que para análisis rigurosos con micro-modelos el ángulo de fricción interna y el ángulo de dilatancia no deberían tomarse constantes conforme a observaciones realizadas en ensayos. Sin embargo, para propósitos como los del presente trabajo Lourenço indica que es suficiente considerar $\tan\phi = 0{,}75$ y $\tan\psi = 0$ independientemente del tipo de mortero y unidad utilizada; sin embargo, en el presente análisis se ha considerado el ángulo de dilatancia $\tan\psi = 0.30$ debido a que el murete no está sometida a una precompresión. Los componentes de la matriz de rigidez elástica han sido calculados a partir de las siguientes ecuaciones:

$$k_n = \frac{E_b \cdot E_m}{t_m \cdot (E_b - E_m)} \quad ; \quad ks = \frac{G_b \cdot G_m}{t_m \cdot (G_b - G_m)} \qquad (3)$$

donde E_b y E_m son los módulos de Young, G_b y G_m son los módulos de cortante respectivamente para la unidad y mortero, y es el espesor de la junta. La Tabla (6) presenta de

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

manera resumida las propiedades necesarias para los elementos de la interfase ladrillo-mortero.

Tabla 6. Propiedades para los elementos de la interfase bloque-mortero.

Propiedades	Valores
f_t	0,50 $^{N}/_{mm^2}$
G_f^I	0,018 $^{N}/_{mm^2}$
G_f^{II}	0,00 $^{N}/_{mm^2}$
c	0,70 $^{N}/_{mm^2}$
tan ϕ_0	0,75
tan ϕ_r	0,75
tan ψ	0,30
k_n	1200,00 $^{N}/_{mm^3}$
k_s	524,00 $^{N}/_{mm^3}$

5.4. Propiedades para el macromodelo

La resistencia a compresión media neta y el módulo de elasticidad secante de prismas vacíos ensayados en laboratorio por Curadelli [17] es de 15,81 $^{N}/_{mm^2}$ y 15.990 $^{N}/_{mm^2}$ respectivamente.

Para la calibración del modelo se han utilizado las propiedades de la Tabla (7). Para la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad se han tomado unos valores algo inferiores (≈70%) a los experimentales, ya que con estas propiedades se ha podido encontrar una buena correlación con los muretes ensayados.

Los parámetros necesarios para el macromodelo son: las propiedades elásticas de la fábrica caracterizadas por el módulo de Young y el coeficiente de Poisson, la resistencia a la compresión de la fábrica f_m, la resistencia a la tracción de la fábrica f_t, la energía de fractura por compresión G_{fc}, la energía de fractura por tracción G_f^I y los parámetros corregidos para un estado biaxial requeridos por el criterio de Drucker-Prager, senϕ, senψ y la cohesión $\bar{c}$. En la Tabla (7) se tienen los valores para estos parámetros.

La resistencia y la energía de fractura para las fallas por tracción se han obtenido a partir de las relaciones de las expresiones:

$$f_t = 0{,}1 \cdot fm \ ^{N}/_{mm^2} \tag{4}$$

$$G_f^I = 0{,}1 \cdot f_t \ ^{N \cdot mm}/_{mm^2} \tag{5}$$

propuestas por Lourenço, pero estos valores calculados han sido disminuidos en un 25% para calibrar el modelo. La energía de fractura por compresión, puede estimarse con la fórmula que propone el Código Modelo 90 (CEB-FIP, 1991) para hormigón (Lourenço [25]), se ha calculado con la siguiente expresión:

$$G_{fc} = 15 + 0{,}43 \cdot f_m - 0{,}0036 \cdot f_m^2 \tag{6}$$

Tabla 7. Propiedades de la fábrica de bloques de hormigón para el macromodelo.

Propiedades	Valores
E	11850,0 $^{N}/_{mm^2}$
ν	0,18 $^{N}/_{mm^2}$
f_m	10,0 $^{N}/_{mm^2}$
f_t	0,75 $^{N}/_{mm^2}$
F_{fc}	18,94 $^{N}/_{mm^2}$
G_f^I	0,075 $^{N}/_{mm^2}$
$\bar{c}$	3,68 $^{N}/_{mm^2}$
senϕ_0	0,296
senψ	0,00

El ángulo de fricción interna y la cohesión se han ajustado con las siguientes fórmulas:

$$\operatorname{sen} \phi_0 = \frac{3\alpha_f}{2 + \alpha_f} = \frac{3a - 3}{5a - 3} \tag{7}$$

$$\bar{c} = f_c \frac{1 - \operatorname{sen} \phi_0}{2 \cos \phi_0} \tag{8}$$

tomando el parámetro a como 1,39, a partir de las envolventes de falla en estado de tensión biaxial de la fábrica de ladrillos obtenidas por Page [26] y [27]. Se hace notar, para fábrica de bloques de hormigón no se disponen las envolventes de falla en estado de tensión biaxial, es por esta razón se han utilizado para el presente estudio.

5.5 Comparación entre resultados experimentales y numéricos

El murete a compresión diagonal fue sometido a un análisis no lineal. Como respuesta al análisis efectuado, se obtuvo la curva tensión de corte neta-distorsión angular; su comparación con las curvas experimentales se muestra en la Figura (8). Los resultados son casi similares, la carga de rotura para el micro y macromodelo es 2 y 5% menor que la carga de rotura experimental media respectivamente, tal como puede observarse en al Tabla (8).

Con el análisis mediante el micromodelo es posible seguir el proceso completo del ensayo. En la Figura (9) se muestran las gráficas de desplazamientos totales, desplazamientos incrementales, fisuras en las juntas de mortero y deslizamiento de las juntas, dichas gráficas son para el último paso de carga. Los desplazamientos totales corresponden a la suma global hasta el último paso convergido. Los desplazamientos incrementales se refieren al desplazamiento ocurrido en la última iteración. Las gráficas de fisuras representan los desplazamientos ocurridos en la dirección normal al plano de los elementos de interfase. Las gráficas de deslizamiento

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tabla 8. Muretes vacíos de bloques de hormigón ensayados a compresión diagonal: Comparación entre modelos numéricos y resultados experimentales.

Carga de Rotura Experimental kN	Carga de Rotura Micromodelo kN	Carga de Rotura Macromodelo kN	Exper/Micro	Exper/Macro
129,60	127,50	122,90	1,02	1,05

representan desplazamientos ocurridos en la dirección tangente al plano de los elementos de interfase.

En las Figuras (9.a) y (9.c) puede apreciarse que la zona más crítica es la parte central del murete, donde se han producido desplazamientos y fisuración escalonada; tal como ocurrió en los ensayos. La falla se produce en las juntas de mortero; en algunas unidades se ha podido observar pequeñas fisuras por tracción. La falla de la estructura es gobernada por tracción normal en las juntas y por deslizamientos tangenciales.

El murete anterior también ha sido analizado utilizando el *macromodelo*, para validar el Programa DIANA. Para el análisis no lineal se aplicó una carga vertical P en forma incremental. En la Figura (8), la curva tensión de corte-distorsión angular obtenida por ésta técnica parece ser acorde con el comportamiento experimental. La convergencia para cada paso fue estable casi en toda la historia de carga, y se encontró únicamente problemas en la transición de la rama de endurecimiento a la de ablandamiento.

En la Figura (10) se han graficado los resultados obtenidos para la carga de rotura P igual a 122,9 kN: los desplazamientos totales e incrementales, los puntos de plastificación y las fisuras.

6. MURETES ARMADOS ENSAYADOS A COMPRESIÓN DIAGONAL

6.1. Estudios experimentales

De los ensayos realizados por Curadelli [17], la Figura (11) muestra la disposición de la armadura en los muretes; éstos se han construido con las siguientes cuantías geométricas: 0,28% para la armadura vertical y 0,09% para la horizontal. La armadura vertical dispuesta en los alveolos es de ϕ10 mm, ésta armadura supera a los límites mínimos fijados por las normativas (por ejemplo 0,20% en EC6). La armadura horizontal tipo MURFOR RND.4/Z, está dispuesta en todas las juntas horizontales, tiene una cuantía por encima de los mínimos de EC6 y BS5628 (0,05%) y del mínimo requerido por ACI (0,07%).

La armadura tipo MURFOR RND.4/Z está constituida por dos alambres corrugados longitudinales que se mantienen separados y unidos entre sí mediante un alambre diagonal en zig-zig, soldado en su mismo plano. Para el muro de espesor de 140 mm, esta armadura horizontal tiene las siguientes características: Ancho de la armadura es de 100 mm; diámetro del alambre longitudinal 4 mm; diámetro del alambre diagonal 3,75 mm ; distancia entre soldaduras 406 mmy la sección de los dos alambres longitudinales 25 mm_2.En la Figura (12) puede

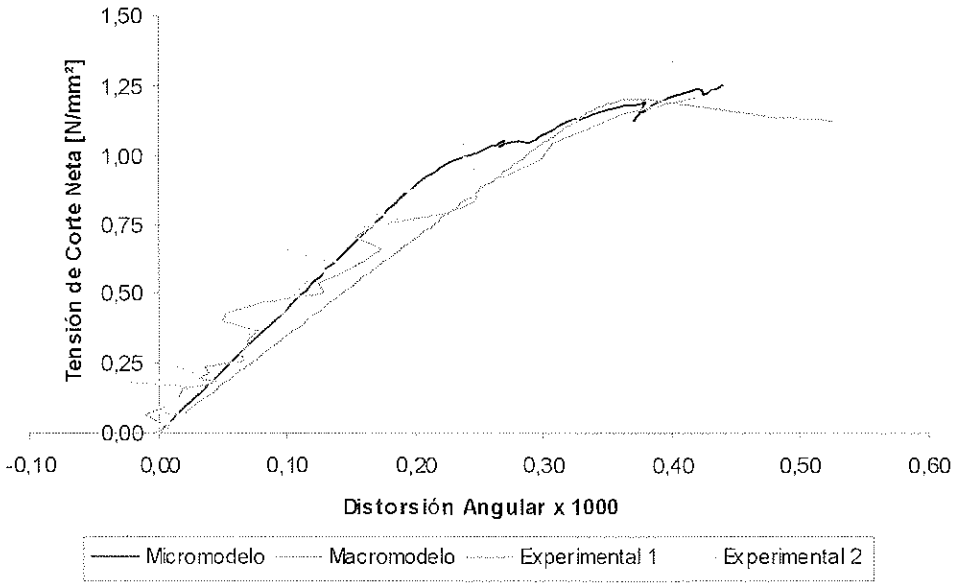
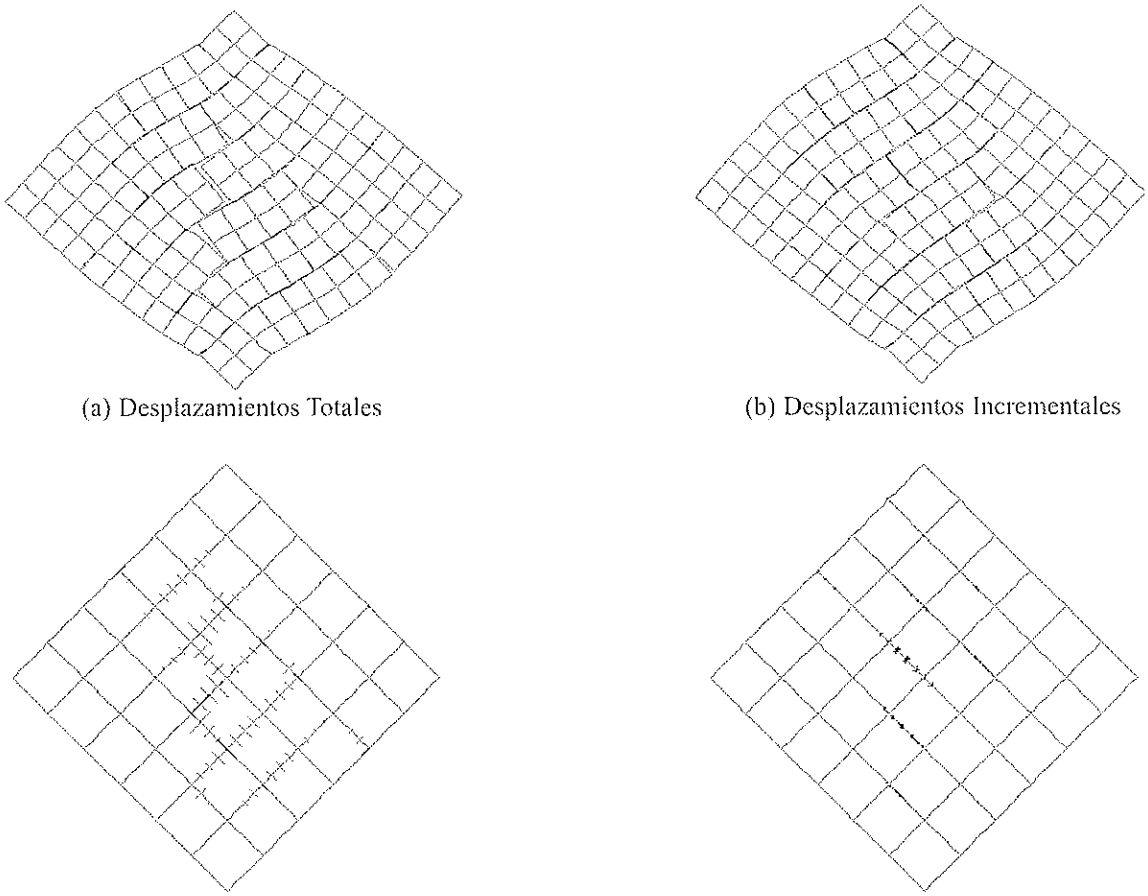


Figura 8. Muretes vacíos de bloques de hormigón ensayados a compresión diagonal: Comparación de curvas de tensión de corte neta-distorsión angular. Numérico-Experimental.

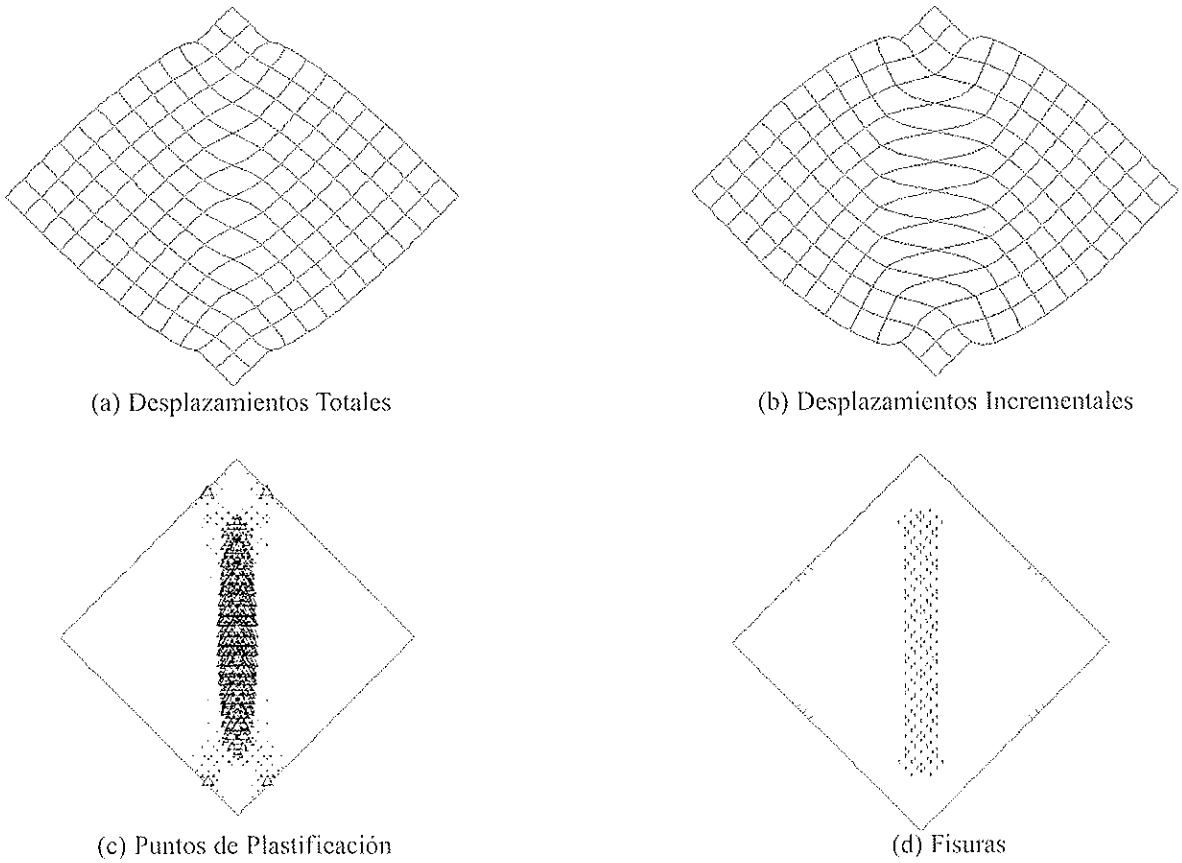
Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



(a) Desplazamientos Totales (b) Desplazamientos Incrementales

(c) Fisuras (d) Deslizamientos

Figura 9. Muretes vacíos de bloques de hormigón: Resultados del micromodelo para la carga vertical de rotura,P = 127,50 kN.



(a) Desplazamientos Totales (b) Desplazamientos Incrementales

(c) Puntos de Plastificación (d) Fisuras

Figura 10. Muretes vacíos de bloques de hormigón: Resultados del macromodelo para la carga vertical de rotura, P = 122,90 kN.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

observarse el esquema de fisuración durante los ensayos. Los resultados de los estudios experimentales se presentan de manera resumida en la Tabla (9).

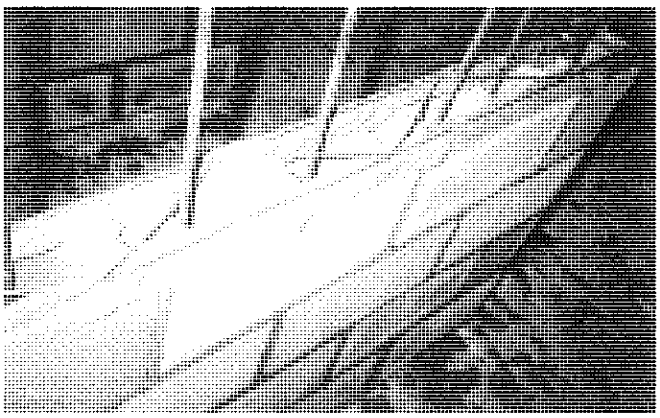


Figura 11. Vista de un murete con sus armaduras vertical y horizontal en las juntas, antes de que se rellenen los huecos con un hormigón de consistencia líquida.

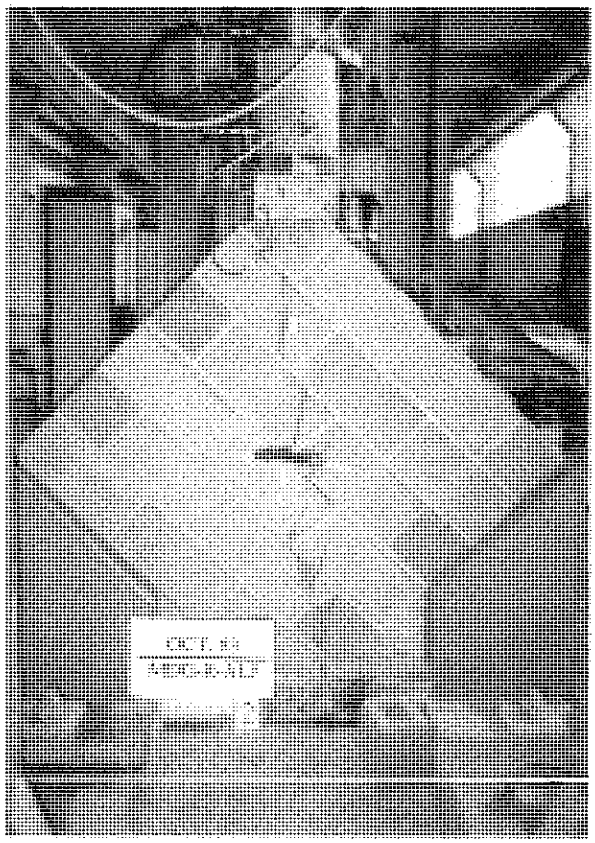


Figura 12. Vista de la falla de un murete armado sometido a compresión diagonal.

6.2. Análisis y comparación entre resultados experimentales y numéricos

La resistencia a compresión media y el módulo de elasticidad secante de prismas rellenos ensayados por Curadelli [17] es igual a 14,53 $^{N}/_{mm^2}$ y 14.700 $^{N}/_{mm^2}$ respectivamente; estos valores no difieren sustancialmente de los obtenidos en prismas simples (si bien ahora el área resistente es bastante mayor; sección bruta total frente a la sección neta de los bloques vacíos).

Para el presente estudio de los muretes armados rellenos, de acuerdo a lo expuesto en el párrafo anterior, se han utilizado en el micro y macromodelo las propiedades de los muretes vacíos (apartados 5.3 y 5.4), ya que con éstas se ha podido encontrar un buen acuerdo entre las curvas experimentales y numéricas.

Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo que requiere el criterio de fluencia de Von Mises, se presentan a continuación en la Tabla (10).

En la Figura (13) se presentan las curvas tensión de corte-distorsión angular numérico y experimental de los muretes armados de bloques de hormigón ensayados a compresión diagonal, los resultados experimentales muestran un buen acuerdo con los numéricos; la Tabla (11) cuantifica estos valores.

Debe comentarse que la curva del análisis numérico por micromodelo puede mejorarse si se incrementan los módulos de elasticidad de las unidades y de las juntas; también puede mejorarse la curva obtenida por macromodelo incrementando el módulo de elasticidad de la fábrica. No obstante, el incrementar los módulos de elasticidad implica un aumento de la carga de rotura.

La comparación (Tabla 11) de los valores de las resistencias al corte experimental-micromodelo muestra que son prácticamente iguales, mientras la resistencia al corte por macromodelo es un 5% mayor que la experimental.

La resistencia al corte experimental es de fisuración; de acuerdo a los informes de los ensayos, las cargas de rotura son mayores. Sin embargo, en el análisis numérico no se ha podido llegar a cargas mayores, ya que la convergencia se hizo muy difícil.

En la Figura (14) se presentan los resultados para la carga de rotura mediante el micromodelo: las fisuras se han producido en las juntas en forma escalonada en la diagonal central, los bloques no han presentado ninguna fisura, pese que se ha modelado las fisuras potenciales en la mitad de estos; sin embargo, puede observarse en la Figura (12), que la falla en el laboratorio ha sido combinada por fisuración en las juntas y en los bloques de hormigón. Para la carga de rotura la tensión máxima de tracción en el acero de refuerzo es de 48,22 $^{N}/_{mm^2}$, lo cual indica que el acero de refuerzo trabaja al 9,6% con respecto a su límite de fluencia.

En la Figura (15) se presentan los resultados para la carga de rotura obtenida mediante el macromodelo. Puede observarse que la zona más crítica es la diagonal central del murete, en donde aparecen fisuras por tracción diagonal. En la diagonal central el acero de refuerzo se encuentra sometido a tracción, siendo la tensión máxima en el mismo de 190,20 $^{N}/_{mm^2}$; en otras zonas el acero se encuentra sometido a compresión con una tensión de 98,46 $^{N}/_{mm^2}$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tabla 9. Resultados experimentales de muretes con armadura vertical y horizontal ensayados a compresión diagonal

Probeta	Carga de Fisuración kN	Distorsión angular de Fisuración 0 / 00	Tensión de Fisuración N/mm²	Tensión al Corte Media (*) N/mm²
MDG-R-ALJ (1)	264,07	0,22	1,12	**1,25**
MDG-R-ALJ (2)	323,66	0,48	1,37	
MDG-R-ALJ (3)	296,58	0,36	1,25	

Fuente: Curadelli [17].
(*) Respecto a la sección bruta del murete

Tabla 10. Propiedades del acero de refuerzo

Propiedades	Valores
E	210000 N/mm²
ν	0,30
f_y	500 N/mm²

Tabla 11. Muretes armados a compresión diagonal: Comparación de resultados numéricos (con micro y macromodelo) y experimentales

EXPERIMENTAL		NUMÉRICO				Relación Exp/Micro	Relación Exp/Macro
Carga de Fisuración kN	Resistencia al Corte Media N/mm²	Carga Rotura Micro N/mm²	Resistencia al Corte Micro N/mm²	Carga Rotura Macro kN	Resistencia al Corte Macro N/mm²		
294,77	1,25	292,50	1,24	308,00	1,31	1,01	0,95

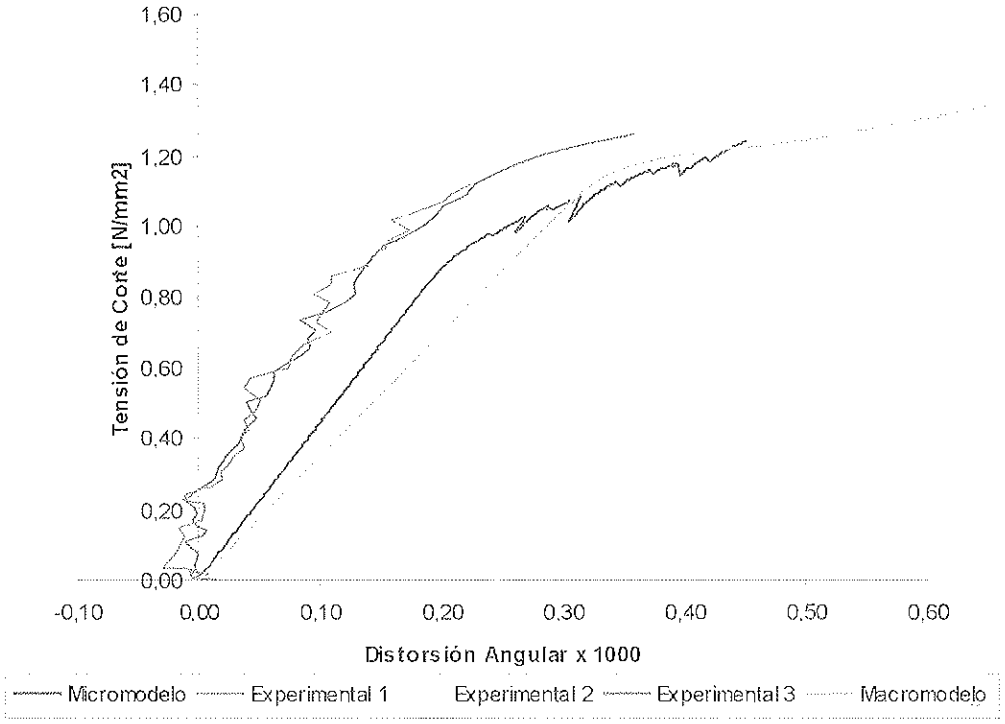


Figura 13. Muretes armados de bloques de hormigón ensayados a compresión diagonal: Comparación de curvas de tensión de corte bruta-distorsión angular. Numérico-Experimental.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

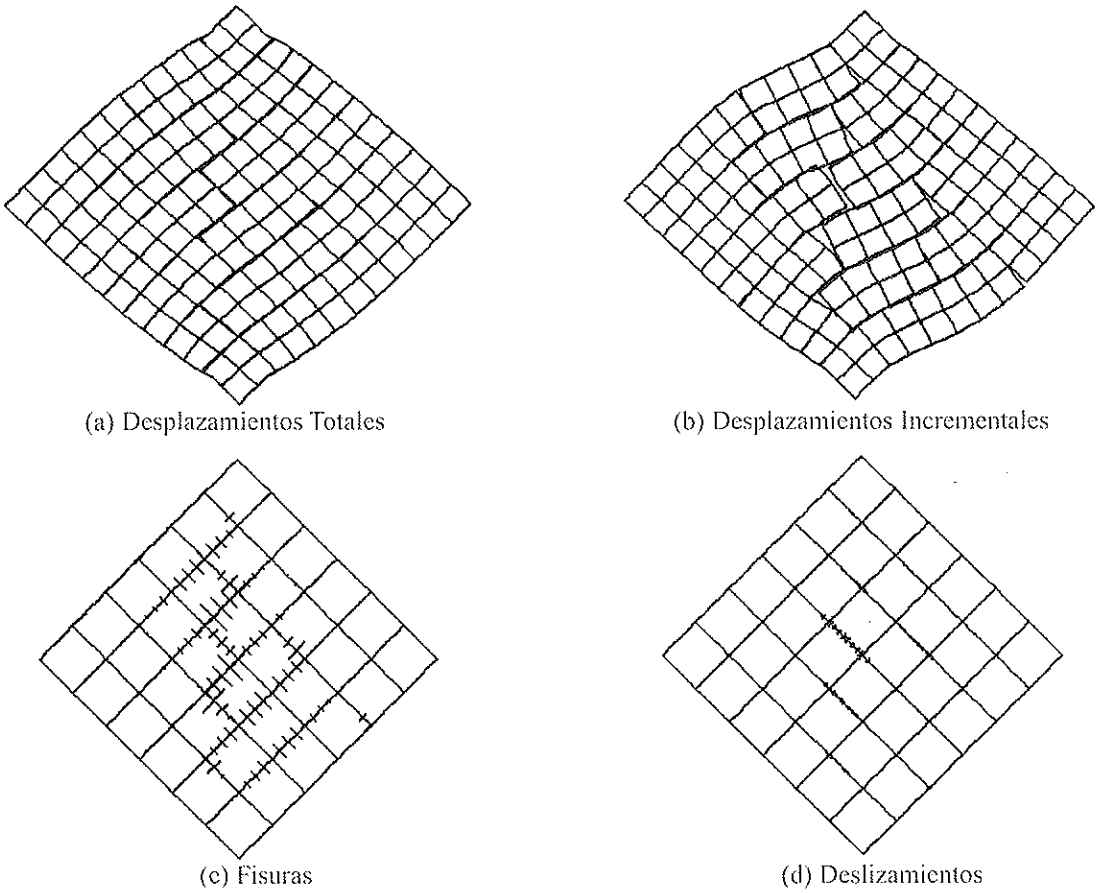


Figura 14. Murete armado de bloques de hormigón ensayado a compresión diagonal: Resultados del micromodelo para la carga de rotura, P = 292,50 kN .

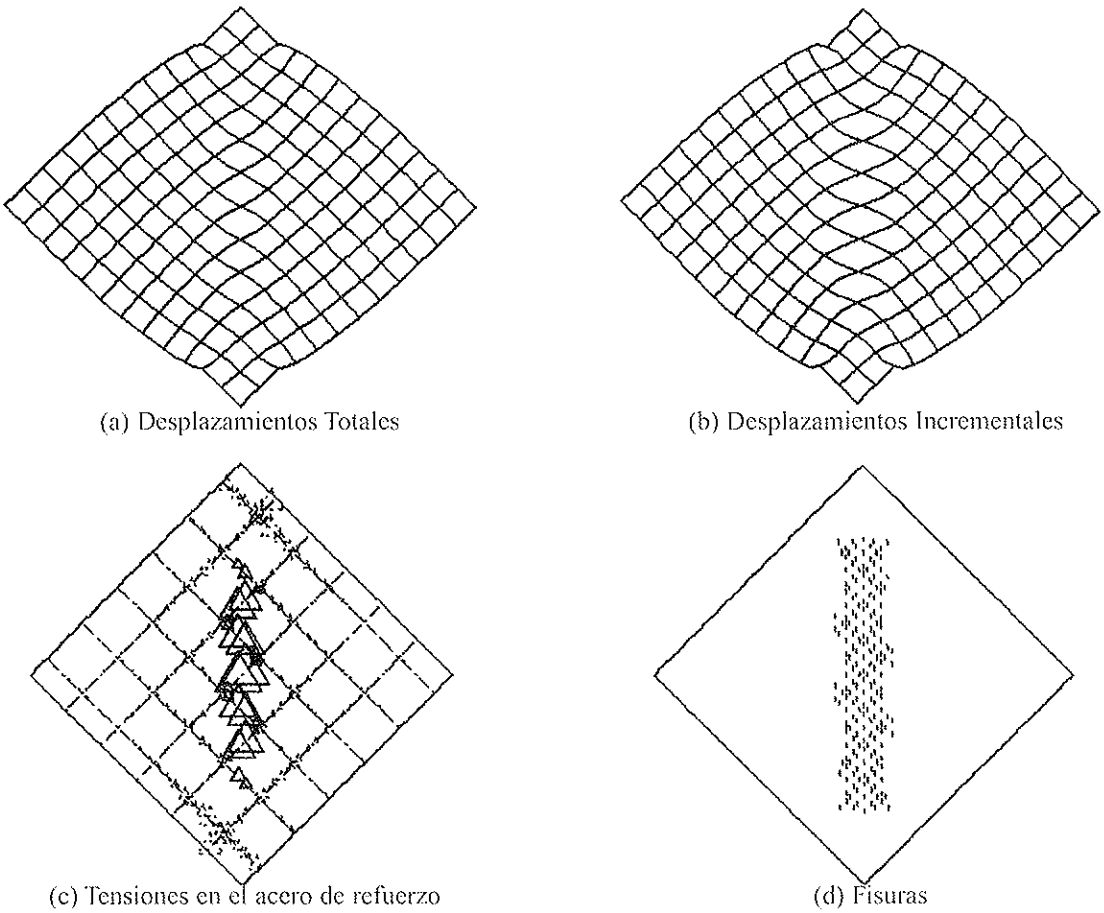


Figura 15. Murete armado de bloques de hormigón ensayado a compresión diagonal: Resultados del aicromodelo para la carga de rotura, P = 308,00 kN .

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

La diferencia de comportamiento entre los muretes armados y vacíos puede apreciarse (además del lógico incremento de la carga de rotura, que es más del doble) al comparar los gráficos obtenidos:

Las curvas tensión de corte-distorsión angular (Figuras 8 y 13) muestran que los muretes armados presentan, en la fase final de carga, un comportamiento dúctil frente a uno más frágil en los vacíos.

En las gráficas en que se suministran los desplazamientos totales (Figuras 14.a y 9.a) queda claro, también, que los muretes armados presentan, al alcanzar las cargas de rotura, una menor desorganización general que los vacíos; como era lógico esperar. Este aspecto también se aprecia al comparar las fotografías de las roturas experimentales (Figuras 12 y 7).

7. CONCLUSIONES

En relación a las cargas verticales que conducen a la rotura de los muretes, por compresión diagonal, la aproximación entre los resultados numéricos (de micro y macromodelo) y experimentales es muy buena; tanto para los muros vacíos como para los armados.

Las curvas tensión de corte ("neta" en los muretes vacíos y "bruta" en los armados) - distorsión angular son similares según los resultados experimentales y numéricos (de micro y macromodelo). Las curvas de los muretes armados parecen presentar un comportamiento más dúctil que los de los vacíos.

Las gráficas de desplazamientos totales de los muretes (vacíos y armados) que suministra el micromodelo se aproximan a la realidad experimental que ocurre en el laboratorio.

En los muretes armados el análisis numérico (de micro y macromodelo) ha mostrado que la armadura no se ha plastificado en toda la historia de cargas.

Agradecimientos

Los autores quieren expresar su agradecimiento al Departamento de Ingeniería Estructural y Mecánica de la Universidad de Cantabria donde se ha llevado a cabo este trabajo de investigación, y al Vicerrectorado de Investigación y Desarrollo de la Universidad de Cantabria, quien ha financiado parcialmente la realización del presente estudio.

BIBLIOGRAFÍA

[1] Rots, J. (1991), "NUMERICAL SIMULATION OF CRACKING IN STRUCTURAL MASONRY", Heron, Vol. 36 No. 2, 49-63.

[2] Lourenço, P. B. (1994), "ANALYSIS OF MASONRY STRUCTURES WITH INTERFACE ELEMENTS: THEORY AND APPLICATIONS", Report No. 03.21.22.0.01, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

[3] Lourenço, P. B., Rots J. G., and van der Pluijm, R. (1999), "UNDERSTANDING THE TENSILE BEHAVIOUR OF MASONRY PARALLEL TO THE BED JOINTS: A NUMERICAL APPROACH", Journal Masonry International, Vol. 12, No. 3, 96-103

[4] Page A.W. (1978), "FINITE ELEMENT MODEL FOR MASONRY", Journal of Structural Engineering - ASCE, Vol. 104, No. ST8, 1267-1285

[5] Chiostrini, S., and Vignoli, A. (1989), "APPLICATION OF A NUMERICAL METHOD TO THE STUDY OF MASONRY PANELS WITH VARIOUS GEOMETRY UNDER SEISMIC LOADS", Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings, Computational Mechanics Publications, 309-317.

[6] Ali, S., and Page, A. W. (1988), "FINITE ELEMENT MODEL FOR MASONRY SUBJECTED TO CONCENTRATED LOADS", Journal of Structural Engineering - ASCE, Vol. 114, No. 8, 1761-1784.

[7] Riddington, J.R., and Ghazali, M.Z. (1990), "HYPOTHESIS FOR SHEAR FAILURE IN MASONRY JOINTS", Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Paper 9489, 89-102

[8] Lotfi, H.R., and Shing, P.B. (1994), "INTERFACE MODEL APPLIED TO FRACTURE OF MASONRY STRUCTURES", Journal of Structural Engineering - ASCE, Vol. 120, No. 1, 63-80

[9] Lourenço P.B. and Rots J. G. (1997), "MULTISURFACE INTERFACE MODEL FOR ANALYSIS OF MASONRY STRUCTURES", Journal of Engineering Mechanics - ASCE, Vol. 123, No. 7, 661-668

[10] Carol, I., and López, C. (1999), "ANÁLISIS OF QUASI-BRITTLE MATERIALS USING INTERFACE ELEMENTS", Mechanics of quasi-brittle materials and structures. Hermes Science Publications, Paris.

[11] Samarasinghe, W., Page, A. W., and Hendry, A. W. (1982), "A FINITE ELEMENT MODEL FOR THE IN-PLANE BEHAVIOUR OF BRICKWORK", Proc. Instn Civil Engrs, 71, (2), 171-178

[12] Dhanasekar, M. and Page, A. W. (1986), "THE INFLUENCE OF BRICK MASONRY INFILL PROPERTIES ON THE BEHAVIOUR OF INFILLED FRAMES", Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 593-605

[13] Andreaus, U. (1988), "A 3-D FINITE ELEMENT MODEL FOR THE ANALYSIS OF MASONRY STRUCTURES", Proceedings of the Eighth International Brick and Block Masonry Conference, Republic of Ireland, 1405-1416

[14] Lourenço, P. B., Rots J. G., and Blaauwendraad, J.(1998), "CONTINUUM MODEL FOR MASONRY: PARAMETER ESTIMATION AND VALIDATION", Journal of Structural Engineering - ASCE, Vol. 124, No. 6, 642-652

[15] Molins, C. y Roca, P. (1998), "ANALISIS RESISTENTE DE CONSTRUCCIONES DE OBRA DE FABRICA. APLICACIONES A PUENTES ARCO", Hormigón y Acero, 3er Trimestre, 9-32

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

[16] Rots, J. G. (1988), "COMPUTATIONAL MODELLING OF CONCRETE FRACTURE", Dissertation, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

[17] Curadelli, W. R. (1994), "ESTUDIO TEORICO-EXPERIMENTAL DE FABRICAS DE BLOQUES DE HORMIGON, SIMPLES Y RELLENAS, SOMETIDAS A ESFUERZOS CORTANTES EN SU PLANO", Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria, Santander-España.

[18] Abrams, D. P. (1991), "A SET OF CLASSNOTES FOR A COURSE IN: MASONRY STRUCTURES", The Masonry Society Publications, Colorado, USA.

[19] Hughes, T.G., Baker, M.G., and Harvey R.J. (2000), "TENSILE STRENGTHS OF MASONRY COMPONENTS", Bulletin Masonry International, Vol. 13, No. 2, 39-43

[20] Atkinson, R.H., Noland, J.L., Abrams, D.P., and McNary, S. (1985), "A DEFORMATION FAILURE THEORY FOR STACK-BOND BRICK MASONRY PRISMS IN COMPRESSION", Proceedings of the 3rd North American Masonry Conference, Paper No. 18, 1-18

[21] Raijmakars, T.M.J., and Vermeltfoort, A.T. (1992), "DEFORMATION CONTROLLED MESO SHEAR TESTS ON MASONRY PIERS", Report B-92-1156, TNO-BOUW/TU Eindhoven, Build. And Constr. Res., Eindhoven, The Netherlands (in Dutch).

[22] Vermeltfoort, A.T., Raijmakars, T.M.J., and Janssen, H.J.M. (1993), "SHEAR TESTS ON MASONRY WALLS", Proceedings, 6th North American Masonry conference, Philadelphia, 1183-1193.

[23] Van der Pluijm, R. (1993), "SHEAR BEHAVIOUR OF BED JOINTS", Proc. 6NAMC, Eds. A.A. Hamid an H.G. Harris. TMS, Boulder, CO, 125.

[24] Lourenço, P. B. (1996a), "COMPUTATIONAL STRATEGIES FOR MASONRY STRUCTURES", Ph.D. Thesis , Delft University of Technology, Delft University Press.

[25] Lourenço, P. B. (1996b), "A USER/PROGRAMMER GUIDE FOR THE MICRO-MODELING OF MASONRY STRUCTURES", Report Nº 03.21.1.21.35, Delft University of Technology, Delft, Holland

[26] Page, A. W. (1981), "THE BIAXIAL COMPRESSIVE STRENGTH OF BRICK MASONRY", Proc. Instn. Civil Engrs., Part 2, 71, 893-906

[27] Page, A. W. (1983), "THE STRENGTH OF BRICK MASONRY UNDER BIAXIAL TENSION COMPRESSION", International Journal of Masonry Construction, Vol. 3 No2, 26-31

[28] Rosas, J. G. (2001), "APLICACION DE LOS MODELOS NUMERICOS AL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE MUROS DE CORTANTATE EN ESTRUCTURAS DE FABRICA, SIMPLES Y ARMADAS, CON O SIN ABERTURAS" Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria, España.

[29] THE MECHANICAL BEHAVIOUR OF MASONRY", Structural Analysis of Historical Constructions, CIMNE, Barcelona, España.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Aproximación analítica de la superficie de interacción de secciones de hormigón armado sometidas a esfuerzos de flexión esviada

Analytical approach for failure surface of RC sections under axial load and biaxial bending

José Luis Bonet Senach

♦

Pedro F. Miguel Sosa

♦

Miguel Ángel Fernández Prada

♦

Dres. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
E.T.S.I. Caminos Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Valencia

RESUMEN

En este artículo se propone una expresión analítica para el cálculo de la superficie de interacción aplicable en secciones rectangulares de hormigón con la distribución de armadura doblemente simétrica, sometidas a esfuerzos combinados de flexión esviada y axil. Esta expresión es válida para hormigones entre 25 y 80 MPa.

La superficie de interacción se obtiene mediante generatrices de referencia que se apoyan sobre dos líneas directrices para dos niveles de axil conocidos, y sobre los axiles de agotamiento correspondientes a la situación de carga de compresión y tracción simple.

Esta expresión ha sido contrastada tanto con ensayos experimentales como con los provenientes de una simulación numérica. La aproximación propuesta permite la comprobación de secciones y el dimensionamiento de la armadura con una suficiente precisión para la práctica profesional, es fácil de utilizar y es aplicable a un importante porcentaje de soportes de hormigón armado que se encuentran en el campo de la edificación.

SUMMARY

This paper proposes an analytical approach for failure surface calculation of rectangular RC cross-sections with symmetrically distributed reinforcement under axial load and biaxial bending. This analytical expression is valid for compressive strength of concrete between 25 and 80 MPa.

The failure surface is obtained by means of reference generatrices on two directrices corresponding to two known axial loads and on the maximun and minimun axial capacity of the section.

The proposed expression has been checked with results obtained from experimental tests and from a numerical model. Through this approach it is possible to verify section capacity and to design the reinforcement with enough accuracy for the professional practice. It is easy to use and may be applied to an important percentage of reinforced concrete columns in buildings.

1. INTRODUCCIÓN

El estudio de las estructuras de hormigón armado habitualmente se ha centrado en el análisis de elementos sometidos a solicitaciones de flexión recta. Sin embargo, la realidad muestra que la gran mayoría de los elementos están sometidos a solicitaciones de flexión esviada. Son numerosos los ejemplos que se encuentran en el campo de la edificación o en la obra civil, especialmente en soportes situados en las esquinas de los edificios o en las pilas de los puentes.

El método más habitual para determinar las solicitaciones (N_u, M_{ux}, M_{uy}) que producen la rotura de la sección (Figura 1) es la integración de las tensiones asociadas a cada plano de deformación límite de rotura definido por el diagrama de pivotes (EHE (1999) [9], EC-2 (1991) [12]). En este caso, es muy

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

común aplicar diagramas simplificados tensión – deformación de cálculo del hormigón (bloque rectangular equivalente (ACI-318(99)[2] o diagrama parábola - rectángulo (EC-2 (1991) [12]) para determinar el campo tensional del hormigón.

Alternativamente, puede evaluarse la capacidad máxima de la sección para un determinado nivel de axil (N_u) y dirección de flexión (M_{uy}/M_{ux}) determinando el momento máximo a partir del diagrama momento - curvatura de la sección (Furlong (1979) [16], Kim (1995) [22], Yazzar (2000) [32], Rodriguez-Gutierrez et al. (2001)[30])

El lugar geométrico de los esfuerzos (N_u, M_{ux}, M_{uy}) para los cuales la sección alcanza la rotura se conoce como **superficie de interacción** (Figura 1). Esta superficie es cerrada y contiene en su interior a todos los puntos que representan las combinaciones de esfuerzos para las cuales no se produce el agotamiento de la sección.

Según las diferentes formas de obtener esta superficie de interacción, los métodos de cálculo de secciones pueden clasificarse de acuerdo con el esquema de la figura 2.

Los procesos de comprobación o dimensionamiento de secciones sometidas a solicitaciones de flexión esviada requieren procesos iterativos en el que, en cada paso, es necesario la integración de las tensiones en la sección.

Los **métodos numéricos** consisten en integrar numéricamente las tensiones del hormigón en secciones sometidas a solicitaciones de flexión esviada, como son aquellos que descomponen la sección en fibras (Marí (1984) [23]), o aplican distintas estrategias de descomposición de la sección con el fin de emplear el método de integración de Gauss-Legendre (Miguel et al (2000)[25], Bonet et al (2001) [6], Fafatis (2001)[13]) Dichos procedimientos requieren la utilización de computadoras.

Aunque la integral de tensiones del hormigón también puede calcularse en algunos casos analíticamente (Brondüm-Nielsen (1997) [8], Rodriguez-Gutierrez et al. (1999)[25]), sin embargo, su aplicación resulta complicada de forma manual, y por tanto requiere también la utilización de computadoras.

Para evitar la integración numérica o analítica de las tensiones del hormigón, se han desarrollado numerosos **métodos**

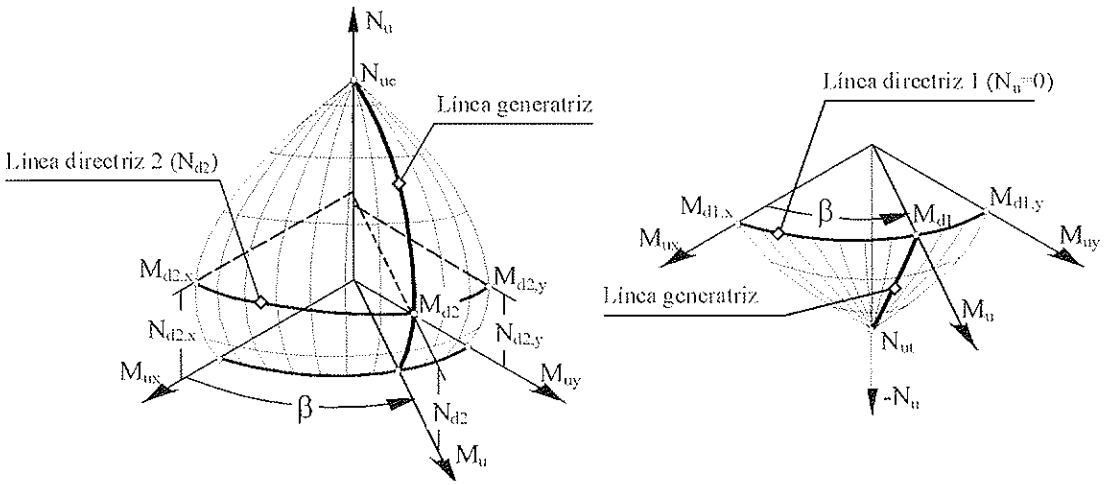


Figura 1. Superficie de interacción.

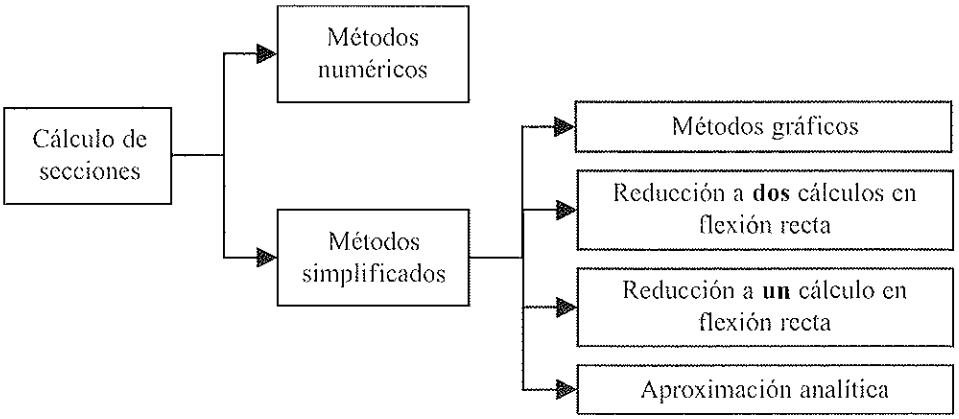


Figura 2. Métodos de cálculo de secciones sometidas a solicitaciones de axil y flexión esviada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

simplificados que pueden clasificarse en cuatro tipos: métodos gráficos, métodos basados en la reducción a dos cálculos en flexión recta o en la reducción a un problema uniaxial equivalente y métodos que aproximan analíticamente la superficie de interacción de la sección.

Los **métodos gráficos** están disponibles solamente para secciones rectangulares o circulares y se basan en la utilización de ábacos en roseta (Jiménez et al (2000) [21], ACI SP-17 (1997)[3]), que representan los distintos cortes de la superficie de interacción por planos de axil constante. Dichos ábacos se representan de forma adimensional. Según Bonet (2001) [5], la superficie de interacción en términos adimensionales no es independiente del hormigón si la resistencia es superior a 50MPa, por consiguiente, la utilización de dichos ábacos no es válida para hormigones de alta resistencia.

Los métodos basados en la **reducción a dos cálculos en flexión recta** proponen diferentes estrategias para reducir el cálculo en rotura de una sección sometida a una solicitación de flexo-compresión esviada, a dos cálculos independientes de la misma sección sometida a una solicitación de flexo-compresión recta según cada uno de los ejes principales (Morán (1972)[26]) Según Morán, dichos métodos suelen estar del lado de la inseguridad.

Los métodos basados en la **reducción a un problema de flexión uniaxial equivalente** solamente son aplicables a secciones rectangulares con armaduras iguales en las cuatro caras (Aas Jakobsen (1964)[1], Parme et al (1966)[28], EHE (1999) [9]).

Existen distintos métodos que han planteado la aproximación de la superficie de interacción mediante **aproximaciones analíticas**. En 1960 Bresler [7] propuso el "método de la carga recíproca", el cual aproxima la superficie de interacción mediante planos secantes a partir de tres puntos de la superficie de interacción determinados en flexión recta. Silva et al. (2001) [31] afirma que este método suele ser muy conservador y su aplicación implica un coste computacional importante.

También, Bresler (1960) [7] propuso aproximar la superficie de interacción mediante cortes por planos de axil constante, a partir de la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{M_u \cdot \cos\beta}{M_{xu}}\right)^{\alpha_1} + \left(\frac{M_u \cdot sen\,\beta}{M_{yu}}\right)^{\beta_1} \leq 1 \qquad (1)$$

donde: M_{xu}; M_{yu} momentos flectores de agotamiento según el eje "x" e "y" correspondientes al axil aplicado N_u

M_u módulo del momento flector de agotamiento

β ángulo de inclinación del esfuerzo flector de agotamiento respecto al eje x de la sección (Figura 3)

α_1, β_1 coeficientes de forma que dependen de las características mecánicas y geométricas de la sección transversal del soporte, y del nivel del axil aplicado N_u

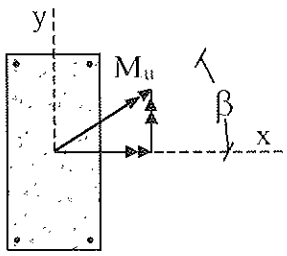


Figura 3. Ángulo β del esfuerzo flector de agotamiento M_u.

Existen numerosos autores (Furlong(1961)[15], Parme et al (1966)[28]) que han propuesto diversas aproximaciones de los coeficientes de forma α_1, β_1

En 1986, Hsu [19], propuso aproximar analíticamente la superficie de interacción mediante una única ecuación, en donde en este caso los coeficientes de forma toman un valor constante e igual a 1.5 para los términos correspondientes a la flexión e igual a la unidad para el término correspondiente al esfuerzo axil.

$$\left(\frac{N_u - N_{lim}}{N_0 - N_{lim}}\right) + \left(\frac{M_{ux}}{M_{lim,x}}\right)^{1.5} + \left(\frac{M_{uy}}{M_{lim,y}}\right)^{1.5} \leq (2)$$

donde: N_u; M_{ux}; M_{uy} esfuerzos de agotamiento de la sección

N_{lim} axil límite que corresponde a la situación de rotura en donde simultáneamente plastifica el acero y el hormigón alcanza la máxima deformación de compresión

N_0 axil de agotamiento correspondiente a la situación de compresión simple si $N_u > N_{lim}$, o bien de tracción simple si $N_u < N_{lim}$.

$M_{lim,x}$ momento de agotamiento uniaxial asociado al axil límite, según la dirección x

$M_{lim,y}$ momento de agotamiento uniaxial asociado al axil límite, según la dirección y

Esta propuesta ha sido modificada posteriormente para obtener una mayor precisión (Muñoz y Hsu (1997) [27] y Silva et al (2001) [31]). En ambos casos se propone un mejor ajuste de los coeficientes de forma.

Por otra parte, la tecnología de la fabricación de los hormigones ha evolucionado considerablemente siendo posible obtener hormigones de altas resistencias cuyo comportamiento mecánico no es directamente extrapolable a partir de los hormigones convencionales. Por ello, es necesario revisar los distintos métodos simplificados para el cálculo en rotura de secciones sometidas a solicitaciones de flexión esviada con el

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

fin de ampliar su rango de aplicación a los hormigones de alta resistencia.

2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN, PLANTEAMIENTO E INTERÉS DE LA INVESTIGACIÓN

El objetivo de este trabajo es obtener una expresión analítica para el cálculo de la superficie de interacción aplicable en secciones rectangulares de hormigón armado con la distribución de armadura doblemente simétrica, sometidas a esfuerzos combinados de flexión esviada y axil.

Debido al avance en la tecnología de la fabricación de los hormigones es posible alcanzar con relativa facilidad resistencias a compresión simple del hormigón de hasta 80 MPa. Por esta causa, la expresión analítica de la superficie de interacción propuesta ha de ser válida tanto para hormigones convencionales como de alta resistencia, debiendo existir continuidad en la definición de la misma para cualquier rango de hormigones entre 25 y 80 MPa.

La expresión analítica propuesta se ha deducido estudiando la influencia de los diferentes parámetros que intervienen en el agotamiento de la sección transversal sometidas a solicitaciones de axil y flexión esviada. Para ello se ha utilizado una simulación numérica cuyas características se enumeran en el apartado tercero de este trabajo. Dicha expresión ha sido contrastada tanto con resultados experimentales como con los provenientes de la propia simulación numérica.

La aproximación propuesta se basa en definir la superficie de interacción mediante **generatrices de referencia** que se apoyan sobre dos líneas directrices para dos niveles de axil conocidos, y sobre los axiles de agotamiento correspondientes a la situación de carga de compresión y tracción simple.

La utilización de generatrices y de directrices con el fin de definir la superficie de interacción hace que el método sea fácil de aplicar. Además, si se tiene en cuenta que los efectos de segundo orden deben de ser evaluados en un porcentaje notable de soportes, la propuesta de un método rápido, sencillo y capaz de comprobar la sección o dimensionar la armadura en flexión esviada resulta de especial interés.

La ecuación propuesta es aplicable a un importante porcentaje de soportes de hormigón armado que se encuentran en el campo de la edificación y muestra un buen grado de precisión para su aplicación en la práctica profesional.

3. SIMULACIÓN NUMÉRICA

Para la simulación numérica de la superficie de interacción se ha empleado un programa de cálculo seccional válido para condiciones de servicio y hasta la rotura, tanto para hormigones convencionales como de alta resistencia. Mediante este programa se obtiene el diagrama momento-curvatura para un esfuerzo axil y una relación de esfuerzos flectores (M_y/M_x) predeterminados. El punto correspondiente a la superficie de interacción para las condiciones dadas de esfuerzo axil y relación de flectores queda determinado por el valor máximo del diagrama momento curvatura obtenido.

Para la obtención de los diagramas momento – curvatura se han empleado las ecuaciones constitutivas de los materiales propuestas en el CM90 [10] y su extensión a hormigones de alta resistencia recomendada en CEB (1995) [11]. En concreto, se han aplicado las ecuaciones recomendadas por este Código en el capítulo 2 "Propiedades de los materiales".

La fiabilidad de este modelo ha sido contrastada reproduciendo numerosos ensayos experimentales existentes en la bibliografía (Bonet 2001 [5]) que cubren un amplio rango de variación de resistencias de hormigón y de esfuerzos aplicados.

Los parámetros y sus intervalos de variación que se han utilizado para la determinación de los coeficientes que intervienen en la propuesta de formulación analítica de la superficie de interacción definida en el apartado 4 son los siguientes:

- La **forma de la sección** es rectangular. Se han estudiado dos tipos de **relación canto/ancho** (h/b) de la sección: 1 y 2.
- Se han considerado dos posibles **distribuciones de la armadura**: igual en las cuatro esquinas o uniformemente distribuida en el contorno
- Se han tomado tres **resistencias a compresión simple del hormigón** (f_c): 30, 50 y 80MPa.
- Las **cuantías mecánicas** (ω) de armadura que han sido estudiadas son las siguientes: 0.06; 0.25; 0.50 y 0.75.
- El intervalo de variación del **esfuerzo axil** estudiado es el comprendido entre los axiles de agotamiento correspondientes a las situaciones de carga de tracción y compresión simple.
- Se ha considerado la variación del **ángulo** (β) del esfuerzo flector (Figura 3). Se estudian los siguientes casos:
  - Para una relación canto/ancho igual a la unidad: $\beta = 0°$; $\beta = 15°$; $\beta = 30°$; $\beta = 45°$
  - Para una relación canto/ancho igual a dos: $\beta = 0°$; $\beta = 13°$; $\beta = 27°$; $\beta = 58°$

Además, se han considerado fijos los siguientes datos, debido a que su influencia en los coeficientes que determinan la forma de las curvas directrices y generatrices de la propuesta de aproximación analítica de la superficie de interacción, es poco relevante:

- El **recubrimiento mecánico** (c) de las armaduras longitudinales: el 10% del canto.
- La **resistencia del acero** (f_y): 500 MPa.

La combinación de los valores de los parámetros anteriores suponen que se han realizado aproximadamente 1300 casos aplicando la simulación numérica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

4. PROPUESTA DE EXPRESIÓN ANALÍTICA DE LA SUPERFICIE DE INTERACCIÓN

La expresión analítica que se propone se basa en definir la superficie de interacción mediante dos **líneas directrices** y dos **líneas generatrices** (Figura 1)

La primera línea directriz corresponde al axil nulo, dicha línea distingue el dominio de compresiones del de tracciones en la superficie de interacción y se define sobre los ejes M_{ux}-M_{uy}.

La segunda línea directriz diferencia la rama ascendente de la rama descendente del diagrama de interacción para un determinado ángulo β (Figuras 1 y 4). Dicha línea corresponde a un esfuerzo axil variable ($N_{máx}$) cuyo valor viene definido en el diagrama de interacción, por la máxima capacidad a flexión de la sección ($M_{máx}$).

El esfuerzo axil ($N_{máx}$) tiene un valor algo superior al axil límite (N_{lim}) de la sección. Por sencillez en el cálculo se aproxima el axil máximo ($N_{máx}$) a partir de los axiles límite correspondientes a cada eje coordenado ($N_{lim,x}$; $N_{lim,y}$)

$$N_{máx} \approx N_{d2} = N_{lim,x} + \beta \cdot \frac{N_{lim,y} - N_{lim,x}}{90} \qquad (3)$$

donde: $\beta = arctg\ (M_{uy} / M_{ux})$ en grados sexagesimales.

Mediante esta simplificación se obtiene de forma aproximada (Figura 4), para cada ángulo β, el punto de agotamiento correspondiente con la solicitación máxima a flexión ($M_{d2} \approx M_{máx}$). Además, dicha simplificación implica que la aproximación analítica en la rama descendente del diagrama de interacción (N_u, M_u) se encuentre del lado de la seguridad al situarse por debajo de la capacidad real de la sección (Figura 4).

Las líneas directrices correspondientes al axil nulo y al axil "N_{d2}" pueden obtenerse a partir de las siguientes expresiones (Figura 1):

- Directriz 1 ($N_u = 0$)

$$\left[\frac{M_{d1} \cdot \cos\beta}{M_{d1,x}}\right]^{\gamma_1} + \left[\frac{M_{d1} \cdot sen\,\beta}{M_{d1,y}}\right]^{\gamma_2} = 1 \qquad (4)$$

- Directriz 2 (N_{d2})

$$\left[\frac{M_{d2} \cdot \cos\beta}{M_{d2,x}}\right]^{\eta_1} + \left[\frac{M_{d2} \cdot sen\,\beta}{M_{d2,y}}\right]^{\eta_2} = 1 \qquad (5)$$

donde:

M_{d1}	módulo del momento de agotamiento de la sección en flexión simple correspondiente al ángulo β
$M_{d1,x}$; $M_{d1,y}$	momentos de agotamiento de la sección en flexión simple según los ejes x e y respectivamente
M_{d2}	módulo del momento de agotamiento correspondiente a la máxima capacidad a flexión de la sección para un determinado ángulo β
$M_{d2,x}$; $M_{d2,y}$	momentos de agotamiento correspondiente a la máxima capacidad a flexión de la sección según los ejes x e y respectivamente. El valor de dichos esfuerzos flectores puede obtenerse aproximadamente a partir del los momentos límite correspondientes a cada dirección ($M_{lim,x}$; $M_{lim,y}$)
γ_i; η_i	coeficientes de forma de las directrices.

Cuando la cantidad de armadura y los recubrimientos relativos son iguales en las cuatro caras, los coeficientes de forma (γ_i; η_i) en las ecuaciones (4) y (5) coinciden, esto es $\gamma_1=\gamma_2=\gamma$ y $\eta_1=\eta_2=\eta$. Cuando la sección tiene la armadura uniformemente distribuida en sus caras, las curvas definidas por las expresiones (4) y (5) representadas sobre los ejes ($M_{di} \cdot cos\beta / M_{di,x}$; $M_{di} \cdot sen\beta / M_{di,y}$) no son simétricas respecto a la bisectriz. A pesar de ello, resultan prácticamente simétricas, incluso para relaciones h/b elevadas, por lo que adoptar la hipótesis de $\gamma_1 = \gamma_2$ y $\eta_1 = \eta_2$ resulta suficientemente aproximada.

Por otra parte, en secciones sometidas a esfuerzos de flexo-compresión esviada es frecuente una distribución de armadura doblemente simétrica pero no necesariamente igual en las cuatro caras ni uniformemente distribuida. La verificación

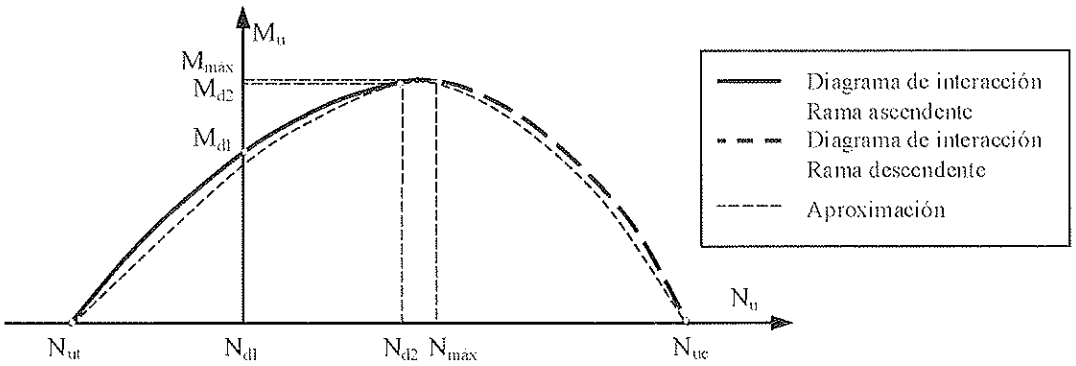


Figura 4. Diagrama de interacción (N_u,M_u) para un ángulo β.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

experimental incluida en el apartado 5 permite extender el método propuesto en estos casos ya que los errores cometidos en la aproximación resultan pequeños.

En estas condiciones, las expresiones propuestas son similares a las definidas por Bresler (1960)[7].

Por otra parte, las dos líneas generatrices (Figuras 1 y 4) se definen sobre planos M_{uy}/M_{ux} constante. La primera está definida para el intervalo de axiles correspondientes entre el axil de agotamiento de tracción simple (N_{ut}) y el axil (N_{d2}). Dicha línea se apoya en el punto de agotamiento (N_{ut}) y sobre las dos líneas directrices.

La segunda línea generatriz se define para el intervalo de axiles definidos entre el axil (N_{d2}) y el axil de agotamiento en compresión simple (N_{uc}). Dicha línea se apoya sobre la directriz correspondiente al axil (N_{d2}) y en el axil de agotamiento "N_{uc}".

Las líneas generatrices se definen a partir las siguientes expresiones:

- Generatriz correspondiente a la rama ascendente ($N_u \leq N_{d2}$)

$$\left(\frac{M_u - M_{d1} \cdot \left(1 - N_u / N_{ut}\right)}{M_{d2} - M_{d1} \cdot \left(1 - N_{d2} / N_{ut}\right)} \right) - \left(\frac{N_u - N_{ut}}{N_{d2} - N_{ut}} \right) \cdot \left(\frac{N_u}{N_{d2}} \right) = 0 \qquad (6)$$

- Generatriz correspondiente a la rama descendente ($N_u \leq N_{d2}$)

$$\left[\frac{N_{uc} - N_u}{N_{uc} - N_{d2}} \right]^{\xi} - \left[\frac{M_u}{M_{d2}} \right] = 0 \qquad (7)$$

donde: ξ es el coeficiente de forma de la generatriz

Por consiguiente, para definir la superficie de interacción de la sección se ha plantean los siguientes pasos. En primer lugar, se calculan los seis puntos característicos de la superficie de interacción, que son el esfuerzo de agotamiento de la sección en compresión simple (N_{uc}), los momentos de agotamiento en flexión simple correspondientes a cada eje principal de inercia de la sección ($M_{d1,x}$; $M_{d1,y}$), los axiles y momentos límite correspondiente a cada eje principal de inercia de la sección, y el esfuerzo de agotamiento de la sección en tracción simple (N_{ut}). En segundo lugar, se obtienen las directrices (M_{ux}, M_{uy}) para el axil nulo y el axil N_{d2} (ec.3), sobre los cuales por último, se define a su vez el diagrama de interacción (N_u,M_u) para cualquier plano bisector β. Si se varía el ángulo de inclinación del plano bisector se genera la superficie de interacción de la sección (Figura 5)

4.1. Determinación de los coeficientes γ y η que definen las directrices de la superficie de interacción

(a) Diagrama de interacción (M_{ux}, M_{uy}) para el axil nulo

En la figura 6, se muestra el coeficiente de forma "γ" en función de la cuantía mecánica de armadura y la resistencia del hormigón. La variable que tiene una mayor influencia en la definición de este factor es la cuantía mecánica, por lo que se adopta como solución una recta envolvente inferior, de tal forma que todos los casos estarán del lado de la seguridad.

$$\gamma = -1.3\ \omega + 2 \qquad (8)$$

(b) Diagrama de interacción (M_{ux}, M_{uy}) correspondiente al axil Nd2

De igual forma se procede para la determinación de la expresión analítica del factor η. En la figura 6, se muestra como el coeficiente de forma "η"depende también tanto de la cuantía de armadura como de la resistencia a compresión simple del hormigón. En este caso, se adopta como solución la recta envolvente inferior siguiente:

$$\eta = -0.22\ \omega + 1.15 \qquad (9)$$

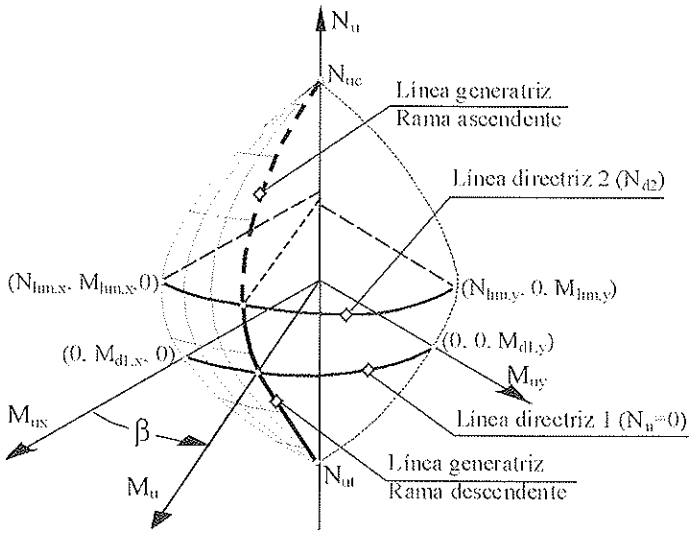


Figura 5. Generación de la superficie de interacción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

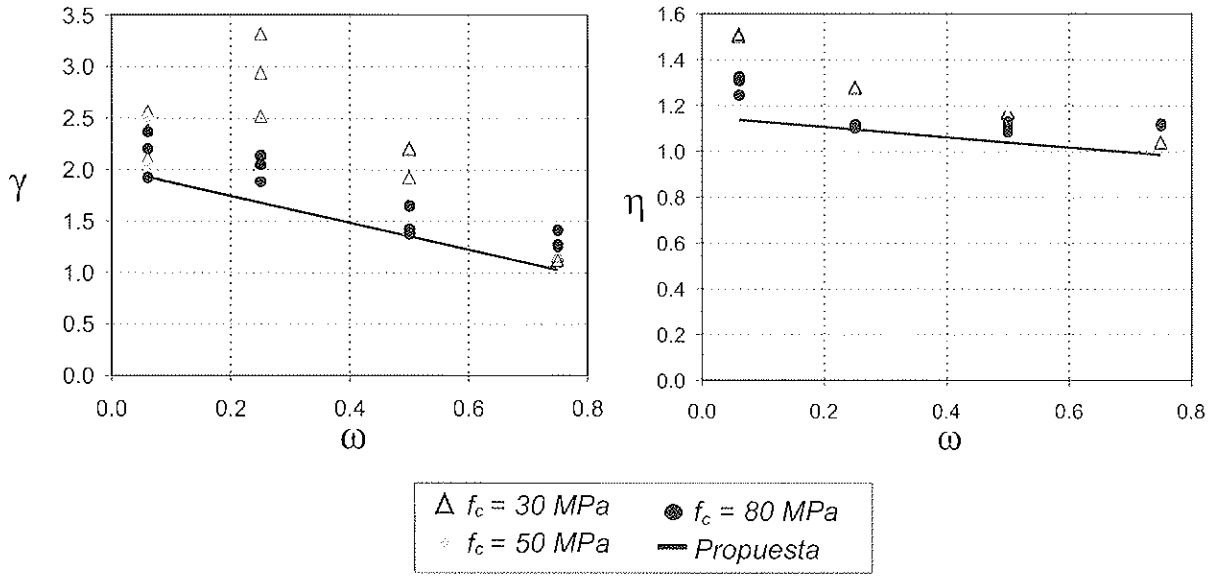


Figura 6. Aproximación del coeficiente de forma "γ" y "η".

4.2. Determinación del coeficiente de forma ξ

El coeficiente de forma "ξ" de la generatriz correspondiente a la rama descendente (ec. 7) se obtiene analizando los resultados obtenidos mediante la simulación numérica aplicando la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{ln\left[\dfrac{M_u}{M_{d2}}\right]}{ln\left[\dfrac{N_{uc} - N_u}{N_{uc} - N_{d2}}\right]} \qquad (10)$$

En la figura 7 se representa en cuatro gráficas el valor que adopta el coeficiente "ξ" en función del nivel del axil, parametrizado entre 0 y 1, para distintas cuantías mecánicas de armadura. En cada gráfica se representan los resultados obtenidos variando la resistencia del hormigón, la distribución de armadura y el ángulo "β", para una cuantía mecánica de armadura fija.

Puede observarse que dicho coeficiente depende del nivel del axil, de la cuantía de armadura y del ángulo "β". Por otra parte, a partir de los datos numéricos obtenidos (Bonet (2001)[5]) se deduce que este coeficiente es sensiblemente independiente de la resistencia del hormigón y de la distribución de armadura.

Puesto que las variables que tienen una mayor influencia son el nivel del axil y la cuantía de armadura, se adopta como solución una recta envolvente superior, de tal forma que todos los casos estarán del lado de la seguridad. En la figura 7, se muestra también el ajuste propuesto.

$$\xi = \left(0.8 \cdot \omega - 0.7\right) \cdot \left[\frac{N_{uc} - N_u}{N_{uc} - N_{lim}}\right] + 0.95 \qquad (11)$$

5. Verificación del método propuesto

Debido a las simplificaciones adoptadas para obtener las expresiones analíticas resulta necesario analizar el grado de error que se comete aplicando el método propuesto respecto a los resultados obtenidos con la simulación numérica y con resultados experimentales.

Para la aplicación del método aproximado propuesto es necesario obtener los seis puntos característicos de la superficie de interacción. Estos pueden ser calculados utilizando la aproximación que se desee. En la verificación que se presenta en este trabajo se ha aplicado la conocida simplificación del bloque rectangular equivalente para determinar las tensiones del hormigón y las deformaciones límite de la sección definidas a partir del diagrama de pivotes (EHE (1999) [9])

Para cada combinación de los parámetros analizados y fijado el ángulo "β" se han obtenido once puntos de la superficie de interacción, dividiendo en diez partes el intervalo de axiles comprendido entre el axil N_{ut} y el axil N_{uc}. En cada caso se ha aplicado tanto el método simplificado propuesto como la simulación numérica. Se define como error relativo para cada punto la relación entre la diferencia en el módulo del momento de agotamiento entre ambos métodos y el momento correspondiente de máxima capacidad a flexión de la sección $(M_{máx})_{SN}$

$$E = \frac{\left(M_u\right)_A - \left(M_u\right)_{SN}}{\left(M_{máx}\right)_{SN}}\left(\%\right) \qquad (12)$$

En la figura 8, se muestra el error relativo medio del método propuesto respecto a la simulación numérica tanto para hormigones convencionales como de alta resistencia en función de la cuantía mecánica de armadura "ω" y del ángulo "β". Además, en esta misma figura, se representa la línea de tendencia del error medio para cada tipo de hormigón. Puede observarse que la pendiente de la línea de tendencia es sensi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

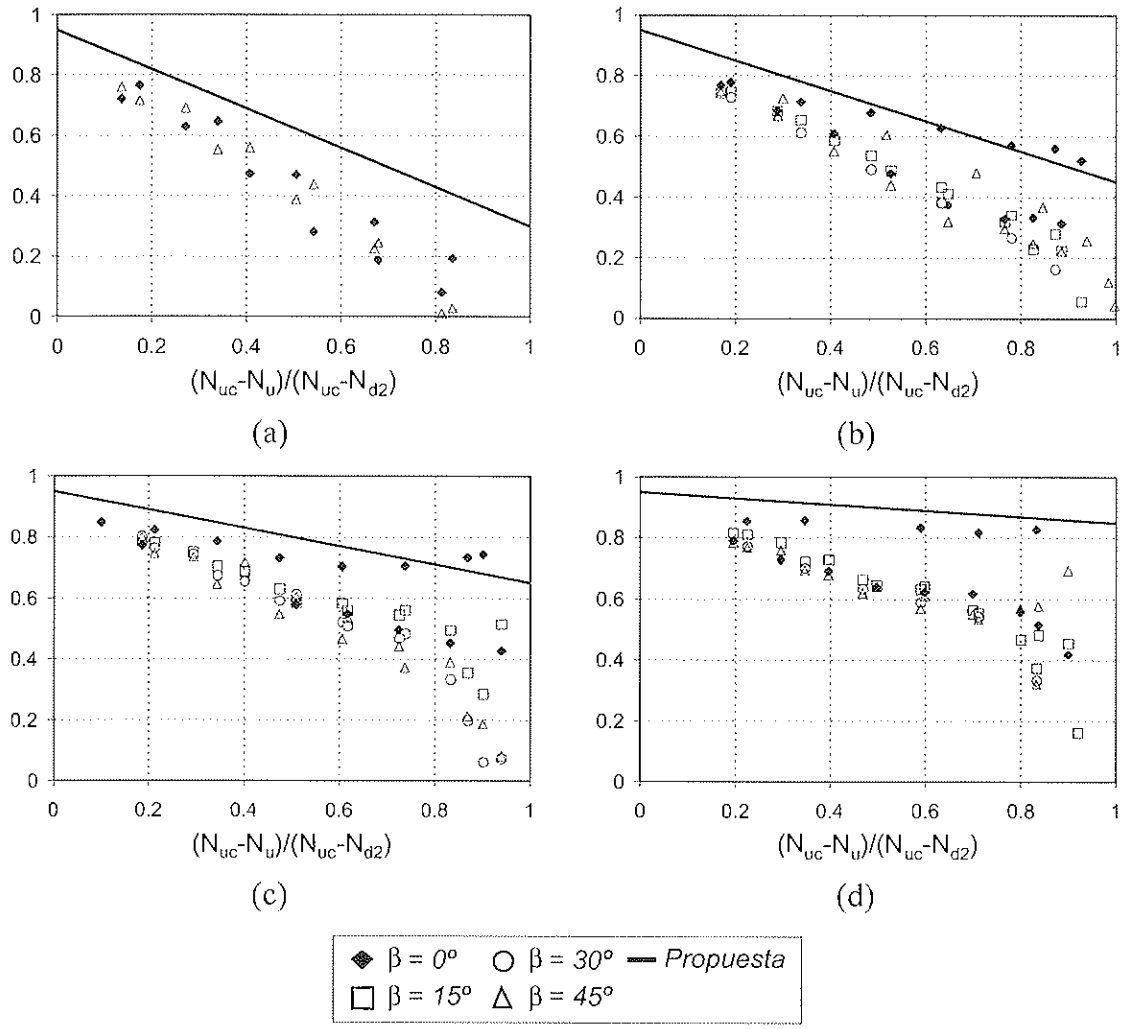


Figura 7. Influencia de la cuantía de armadura en el coeficiente ξ.
(a) ω = 0.06 (b) ω = 0.25 (c) ω = 0.50 (d) ω = 0.75

blemente horizontal respecto a la cuantía de armadura *"ω"* mientras que respecto al ángulo *"β"* es decreciente. En relación con los dos tipos de hormigón analizados, puede observarse que el hormigón convencional se muestra más conservador que el hormigón de alta resistencia, dicha tendencia es más acusada conforme crece el ángulo *"β"*.

En la tabla 1, se muestra grado de precisión del método propuesto respecto a la simulación numérica tanto para hormigones convencionales como de alta resistencia. Ambos tipos de hormigón registran un grado de precisión similar.

Finalmente, el error relativo medio del método propuesto

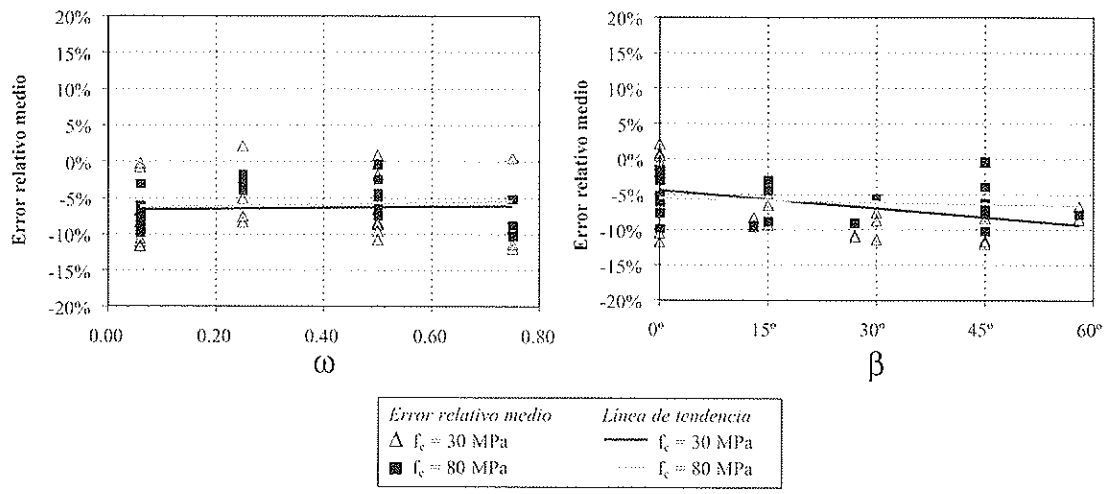


Figura 8. Variación del error medio del método propuesto respecto a la simulación numérica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

respecto a la simulación obtenido es igual al 6.21% del lado de la seguridad, siendo el error relativo máximo por exceso del 6.35% del lado de la inseguridad y el error relativo máximo por defecto del 20.41% del lado de la seguridad.

Tabla 1. Grado de precisión del método propuesto respecto a la simulación numérica

Resistencia	Error medio	Error por exceso	Error por defecto
≤ 50 MPa	-6.41%	6.35%	-18.59%
> 50 MPa	-5.94%	6.31%	-20.41%

El método propuesto se ha verificado también con resultados experimentales. El error relativo se define en este caso como el cociente entre la diferencia del módulo del momento total obtenido mediante el método propuesto, $(M_u)_A$, y el resultado experimental, $(M_u)_T$, y el módulo del momento máximo de agotamiento $(M_{d2})_A$, obtenido mediante el método propuesto:

$$E = \frac{\left(M_u\right)_A - \left(M_u\right)_T}{\left(M_{d2}\right)_A}\left(\%\right) \qquad (13)$$

En la tabla 2, se muestra la relación de los autores que han realizado los distintos ensayos experimentales que se han analizado, se indican el número de ensayos, el error relativo medio y la desviación típica.

El número de ensayos experimentales que se han analizado es 66. El error relativo medio es del 2.71% del lado de la seguridad y la desviación típica del 5.78%, siendo el error relativo máximo por exceso del 13.74% del lado de la seguridad y el error relativo máximo por defecto del 10.74% del lado de la inseguridad.

Tabla 2. Comparación del método propuesto con resultados experimentales

Autor	Número de Ensayos	Error Medio	Desviación típica
Anderson et al. (1951) [4]	2	0.89%	3.39%
Bresler (1960) [7]	8	-3.56%	5.28%
Meek (1963) [24]	8	-9.03%	4.30%
Hudson (1966) [20]	4	-1.87%	2.68%
Hsu (1974) [18]	10	-3.78%	3.58%
Heimdahl et al. (1975) [17]	15	2.60%	5.85%
Kim et al. (1995) [22]	8	-6.35%	1.70%
Foster et al. (1997) [14]	11	-2.05%	5.44%
Total	66	-2.71%	5.78%

En la tabla 3 se muestra el rango de variación de las variables estudiadas en los distintos ensayos, dicho rango cubre ampliamente los intervalos de variación para los cuales se ha propuesto la aproximación analítica de la superficie de interacción.

En la figura 9 se muestra la distribución de errores relativos y la línea de tendencia obtenidas al aplicar el método propuesto en los ensayos experimentales. Se han utilizado como variables de referencia la resistencia del hormigón a compresión simple en probeta cilíndrica (f_c), el límite elástico del acero (f_y), el ángulo "β", el nivel del axil (N/N_{uc}) y la cuantía mecánica de la armadura (ω).

Tabla 3. Rango de variación de los parámetros analizados

Parámetro	Rango
f_c (MPa)	20.69 – 93.00 MPa
f_y (MPa)	275.80 – 503.34 MPa
ω	0.11 – 0.66
β	0º – 67.51º
N/N_{uc}	0.07 – 0.84
h/b	1 – 2
c/h	0.08 – 0.29

6. APLICACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS

La aplicación del método propuesto resulta inmediata en el caso de verificar la sección transversal frente a unos esfuerzos de cálculo (N_d, M_{dx}, M_{dy}). Sin embargo, si se utiliza este método para el dimensionamiento de la armadura es necesario realizar un proceso iterativo

Para ello, previamente antes de aplicar el método propuesto con el fin de obtener la armadura se debe elegir una determinada distribución de armadura. A continuación, para el esfuerzo axil de cálculo N_d, y la relación de los esfuerzos flectores de cálculo M_{dy}/M_{dx} se calcula, aplicando el método propuesto, los módulos de los momentos de agotamiento correspondientes a la cuantía mecánica de armadura (ω_{min}) mínima, $M_{u,min}$ y a una cuantía de armadura (ω_{i-1}) superior a la mínima, $M_{u,i-1}$. En cada iteración "i" se obtiene la cuantía necesaria (ω_i) interpolando linealmente:

$$\omega_i = \omega_{min} + \left(M_d - M_{u,min}\right) \cdot \frac{\omega_{i-1} - \omega_{min}}{M_{u,i-1} - M_{u,min}} \qquad (14)$$

donde: $M_d = \sqrt{M_{dx}^2 + M_{dy}^2}$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Con la armadura obtenida (ω_i), se calcula de nuevo el momento de agotamiento, procediéndose de nuevo al cálculo de la cuantía de armadura necesaria a partir de la interpolación lineal entre la cuantía mínima "ω_{min}" y la cuantía de armadura "ω_{i-1}" correspondiente a la iteración "$i-1$". Este procedimiento se repetirá hasta que la diferencia entre la armadura necesaria correspondiente a dos iteraciones sucesivas sea insignificante.

Debido a que la variación del momento de agotamiento "M_u" con la cuantía mecánica de armadura "ω" para un esfuerzo axil N_d y un ángulo "β" se muestra muy lineal, el número máximo de iteraciones para alcanzar la convergencia oscila entre dos y tres.

Obviamente, en el caso que el momento de agotamiento correspondiente a la cuantía mínima "$M_{u,min}$" sea superior al momento de cálculo "M_d" se dispondrá dicha cuantía.

7. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Para ilustrar la aplicación práctica del método propuesto, se va a realizar el dimensionamiento de la armadura en la sección transversal que se muestra en la figura 10. Los esfuerzos de cálculo a los que está sometida la sección correspondientes a la situación permanente o transitoria son: $N_d = 300kN$, $M_{dx} = 33mkN$ y $M_{dy} = 44mkN$ Las características mecánicas de los materiales son: $f_{ck} = 30MPa$ y $f_{yk} = 500\ MPa$ y el nivel de control de la ejecución es normal

El dimensionamiento de la armadura se obtendrá siguiendo el método expuesto en el apartado sexto de este trabajo.

Al tratarse de un soporte, en donde pueden existir barras comprimidas, el diámetro mínimo a considerar es de 12 mm. Con esta cuantía de armadura se cumplen los requerimientos de armadura mínima establecidos por la instrucción EHE

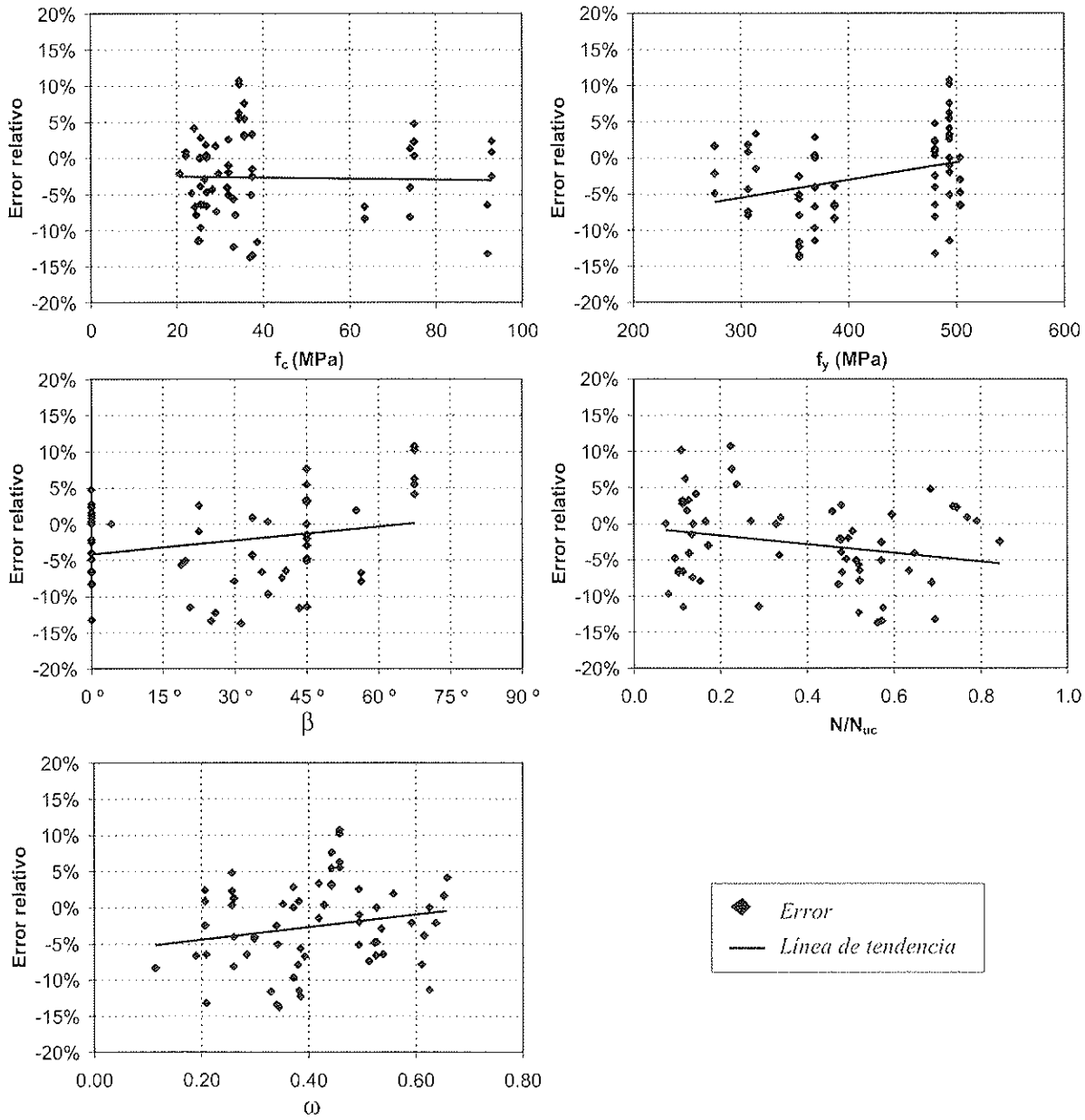


Figura 9. Error relativo del método propuesto respecto a los resultados experimentales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

(1999) [9]. Por tanto, la cuantía mínima (ω_{min}) considerada es igual a 0.197 (6ϕ12)

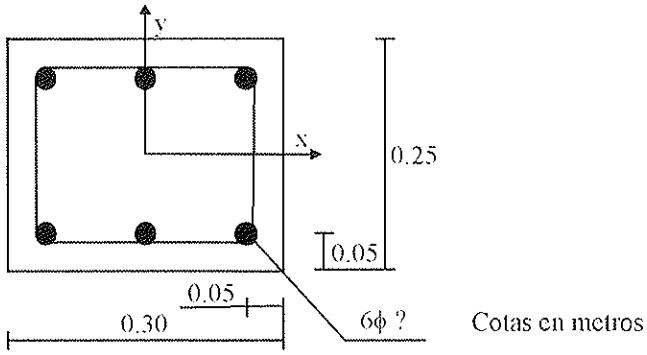


Figura 10. Ejemplo de aplicación.

El momento de agotamiento ($M_{u,min}$) correspondiente a la cuantía mínima se obtiene siguiendo los siguientes pasos.

a) Cálculo del axil N_{d2}

– Axiles límite correspondientes a cada eje coordenado

$N_{lim,x} = 496.9\ kN;\ M_{lim,x} = 59.72\ mkN$

$N_{lim,y} = 528.5\ kN;\ M_{lim,y} = 65.97\ mkN$

– Ángulo β

$$\beta = arctg\ (M_{yd} / M_{xd}) = 53.13°$$

– Axil N_{d2} (ec 3)

$$N_{d2} = N_{lim,x} + \beta \cdot \frac{N_{lim,y} - N_{lim,x}}{90} = 515.57\ \ kN$$

b) Identificación de la generatriz

$N_d = 300\ kN < N_{d2} = 515.57\ kN \Rightarrow$ Rama descendente

c) Cálculo de los puntos característicos que definen la generatriz

– Axil de agotamiento correspondiente a la situación de carga de tracción simple: $N_{ut} = -294.93\ kN$

– Cálculo del esfuerzo flector M_{d1} correspondiente a la directriz 1 (ec. 4)

$M_{d1,x} = 27.89\ mkN;\ M_{d1,y} = 34.72\ mkN$

$$M_{d1} = \left[\left(\frac{\cos\beta}{M_{d1,x}}\right)^{\gamma} + \left(\frac{sen\,\beta}{M_{d1,y}}\right)^{\gamma}\right]^{-\frac{1}{\gamma}} = 430.16\ \ mkN$$

donde (ec.8): $\gamma = -1.3 \cdot 0.197 + 2 = 1.74$

– Cálculo del esfuerzo flector M_{d2} correspondiente a la directriz 2 (ec. 5)

$$M_{d1} = \left[\left(\frac{\cos\beta}{M_{lim,x}}\right)^{\eta} + \left(\frac{sen\,\beta}{M_{lim,y}}\right)^{\eta}\right]^{-\frac{1}{\eta}} = 48.19\ \ mkN$$

donde (ec.9): $\eta = -0.22 \cdot 0.197 + 1.15 = 1.11$

d) Cálculo del momento de agotamiento $M_{u,min}$ (ec.6)

$$M_{u,min} = \left(\frac{N_d - N_{ut}}{N_{d2} - N_{ut}}\right) \cdot \left(\frac{N_d}{N_{d2}}\right) \cdot \left(M_{d2} - M_{d1} \cdot \right.$$

$$\left. \cdot \left(1 - N_{d2} / N_{ut}\right)\right) + M_{d1} \cdot \left(1 - N_u / N_{ut}\right) = 46.02\ \ mkN$$

Puesto que, el módulo del momento de cálculo M_d superior al momento $M_{u,min}$ habrá que disponer una cuantía de armadura superior a la mínima.

$$M_d = \sqrt{M_{dx}^2 + M_{dy}^2} = 55\ \ mkN \geq M_{u,min} = 46.02\ \ mkN$$

Por otra parte, el momento de agotamiento ($M_{u,0}$) que corresponde a una cuantía mecánica (ω_0) igual a la unidad, es igual a 85.64 mkN.

Por tanto, la cuantía de armadura necesaria (ω_i) correspondiente a la primera iteración (ec 14) es igual a:

$$\omega_1 = \omega_{min} + \left(M_d - M_{u,min}\right) \cdot \frac{\omega_0 - \omega_{min}}{M_{u,0} - M_{u,min}} = 0.379$$

En la tabla 4, se muestran los resultados correspondientes a las sucesivas iteraciones necesarias hasta alcanzar la convergencia. La cuantía de armadura necesaria (ω_{nec}) es igual 0.3, lo que equivale a 6ϕ16 ($\omega = 0.35$).

Tabla 4. Ejemplo de aplicación

Iteración	M_d (mkN)	ω_{min}	$M_{u,min}$ (mkN)	ω_{i-1}	$M_{u,i-1}$ (mkN)	ω_i
1	55	0.197	46.02	1.000	85.64	0.379
2	55	0.197	46.02	0.379	60.54	0.309
3	55	0.197	46.02	0.309	55.17	0.307

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

8. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha obtenido una expresión analítica para el cálculo de la superficie de interacción aplicable en secciones rectangulares de hormigón armado con una armadura doblemente simétrica, sometidas a esfuerzos combinados de flexión esviada y axil, válida tanto para hormigones convencionales como de alta resistencia, siempre y cuando el rango de resistencias oscile entre 25 y 80 MPa.

La aproximación propuesta se basa en definir la superficie de interacción mediante **generatrices de referencia** que se apoyan sobre dos **líneas directrices** y sobre los axiles de agotamiento correspondientes a las situaciones de carga de compresión y tracción simple.

Este método se ha contrastado tanto con resultados experimentales como con los provenientes de la simulación numérica. En todos los casos analizados el método muestra un buen grado de precisión para su aplicación en la práctica profesional. Así, respecto a los ensayos experimentales se ha obtenido un error relativo medio del 2.71% del lado de la seguridad, siendo el error relativo máximo por exceso del 13.74% del lado de la seguridad y por defecto del 10.74% del lado de la inseguridad, y respecto a la simulación numérica el método propuesto muestra un error relativo medio del 6.21% del lado de la seguridad, siendo el error relativo máximo por exceso del 20.41% del lado de la seguridad y por defecto del 6.35% del lado de la inseguridad.

La expresión propuesta es aplicable a un importante porcentaje de soportes que se construyen en la edificación. Este método permite tanto la comprobación como el dimensionamiento de las armaduras, es fácil de aplicar y no requiere la utilización de computadoras.

9. BIBLIOGRAFÍA

[1] Aas-Jakobsen, A.:"Biaxial eccentricities in ultimate load design", ACI, Journal of the American Concrete, V.61, Nº3, 1964.

[2] ACI Comitee 318,"Bulding Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99)" American Concrete Institute, Detroit, 1999.

[3] American Concrete Institute, "ACI design handbook : design of structural reinforced concrete elements in accordance with the strength design method of ACI 318-95", SP-17(97), Farmington Hills, ACI 1997, pp 482.

[4] Anderson, P.; Lee, H.N: "A Modified Plastic Theory of Reinforced Concrete", Bulletin Nº33, V.54, Nº19, University of Minesota, Minneapolis, Apr, 1951, 51 pp.

[5] Bonet Senach, J.L.:"Método simplificado de cálculo de soportes esbeltos de hormigón armado de sección rectangular sometidos a compresión y flexión biaxial", Tesis Doctoral, Dpto. Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Julio 2001.

[6] Bonet,J.L; Miguel, P.F.; Fernández, M. A.; Romero, M. L.: "Efficient Procedure for Stress Integration in Concrete Sections Using a Gauss-Legendre Cuadrature", Proceedings of the Eight International Conference on Civil and Structural Engineering Computing, Eisenstadt (Austria), September 2001.

[7] Bresler, B.:"Design criteria for reinforced columns under axial load and biaxial bending", ACI, Journal of the American Concrete, V.57, Nº5, 1960, pp 481-490.

[8] Bröndum, T. N.:"Serviceability analysis of concrete sections under biaxial bending", ASCE, Journal of Structural Engineering, V.123, Nº1, pp117-119, 1997.

[9] Comisión Permanente del Hormigón: "Instrucción de Hormigón Estructural. EHE", Ministerio de Fomento, 1999.

[10] Comité Euro-internacional du beton: "CEB-FIB Model Code 1990" C.E.B. Bulletin Nº °203-204 y 205, 1991.

[11] Comité Euro-internacional du beton: "High Performance Concrete. Recommended extensions to the Model Code 90 research needs", C.E.B.. Bulletin, Nº 228, 1995.

[12] European Committee for Standardization: "Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buildings".ENV-1992-1-1, December 1991.

[13] Fafatis, A.: "Interaction Surfaces od Reinforced-Concrete Sections in Biaxial Bending", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No 7, July, 2001, pp 840-846.

[14] Foster, S.J., Attard, M.M.: "Experimental Tests on Eccentrically Loaded High-Strength Concrete Columns", A.C.I. Structural Journal, V.94, Nº3, May-June 1997, pp 295-303.

[15] Furlong, R.W.:"Ultimate Strength of Square Columns under Biaxially Eccentric Loads", ACI, Journal of the American Concrete, V.57, Nº9, 1961, pp 1129-1140.

[16] Furlong, R.W.:"Concrete columns under biaxially eccentric thrust", ACI, Journal of the American Concrete, V.76, Nº10, 1979, pp 1116-1130.

[17] Heimdahl, P.D; Bianchini, A.C.:"Ultimate Strength of Biaxially Eccentrically Loaded Concrete Columns Reinforced with High Strength Steel", Reinforced Concrete Columns, SP-50, American Concrete Institute, Detroit, 1975, pp 93-117.

[18] Hsu, C.T: " Behaviour of Structural Concrete Subjected to Biaxial Flexure and Axial Compression", PhD tesis, McGill University, Motreal, Aug, 1974, 479 pp.

[19] Hsu, C-T T "Analysis and Design of Square and Rectangular Columns by Equation of Failure Surface", ACI Structural Journal, March-April 1988, pp 167-179.

[20] Hudson, F.M: "Reinforced Concrete Columns: Effects of Lateral Tie Spacing on Ultimate Strength", Symposium on Reinforced Concrete Columns, SP-13, American Concrete Institute, Detroit, 1966, pp 235-244.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

[21] Jiménez Montoya, P.; García Messeguer, A.; Morán Cabré, F.: "Hormigón Armado 14º Edición basada en la EHE. Ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo", Editorial Gustavo Gili, S.A. 2000, pp 844.

[22] Kim, J.K.,Yang, J.K.: "Buckling Behaviour of Slender High-Strength Concrete Columns", Engineering Structures, V.17,Nº 1, 1995, pp 39-51.

[23] Mari, A.R.: "Nonlinear Geometric, Material And Time Dependent Analysis Of Three Dimensional Reinforced And Pretressed Concrete Frames", Report No. USB/SESM-84/12, Departament of Civil Engineering, University of California, Berkley, California, USA, June 1984.

[24] Meek, J.M.:"Ultimate Strength of Columns with Biaxially Eccentric Loads", ACI Journal Procedings, Vol 60, August, 1963, pp 1053-1064.

[25] Miguel Sosa, P.F.; Bonet Senach, J.L.; Fernández Prada, M.Á.:"Integración de Tensiones en Secciones de Hormigón Sometidas a Flexocompresión Esviada", Revista Internacional de Métodos Numéricos para el cálculo y diseño en ingeniería, V.16, Nº2,2000, pp 209-225.

[26] Morán Cabré, F.: "Manuel de calcul CEB-FIP "Flexion-compression", C.E.B. Bulletin Nº83, 1972.

[27] Muñoz, P.R.; Hsu, C.T.T. "Behaviour of Biaxially Loaded Concrete-Encased Composite Columns", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 123, No 9, 1997, pp 1163-1171.

[28] Parme, A.L.; Nieves, J.M.; Gouwens, A.:"Capacity of reinforced rectangular columns subject to biaxial bending", ACI, Journal of the American Concrete, V.63, Nº9, 1966, pp 911-923.

[29] Rodríguez-Gutierrez, J.A.; Dario Aristizabal-Ochoa, J: "Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 125, No 6, June, 1999, pp 672-683.

[30] Rodríguez-Gutierrez, J.A.; Dario Aristizabal-Ochoa, J.:"M-P-ϕ Diagrams for Reinforced, Partially, and Fully Prestressed Concrete Sections Under Biaxial Bending and Axial Load", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 127, No 7, July, 2001, pp 774-783.

[31] Silva, M.A.; Swan, C.C.; Arora, J.S; Reyolando, M.L.R.F.: "Failure Criterion for RC Members Under Biaxial Banding and Axial Load"; Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 127, No 8, August, 2001, pp 922-929.

[32] Yazzar, S.A.: "Estudio de la Ductilidad de Elementos Comprimidos Fabricados con Hormigón de Alta Resistencia Sometidos a Cargas Cíclicas", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Enero 2000,149 pp.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

CYPE Ingenieros

CYPE ingenieros después de sacar al mercado sus nuevos programas **Marcos** y **Cypedoc** de la versión 2003 presenta ahora **Instalaciones de Edificios**: Óptimo dimensionado de redes internas.

Programa diseñado para el dimensionado y comprobación de redes interiores de viviendas, industria, etc., en un único fichero, de los tipo siguientes:

Fontanería: agua fría y caliente sanitaria

Gas

Incendio: BIEs y rociadores

Al permitir todos los tipos de redes en un único fichero la definición de plantas es común a cualquiera de las redes posibles. La de grupos de planta (plantas agrupadas) puede ser diferente. Una vez definido un grupo de plantas, en el caso de tener otros grupos iguales o parecidos, puede realizar una copia e iniciar las modificaciones oportunas.

Permite utilizar **DXF** que sirvan de plantilla (con capturas a DXF) para introducir la geometría en planta de las redes. De un único DXF se pueden configurar varias vistas y asociar cada una de ellas a un grupo de plantas.

Puede personalizar las opciones y criterios de cálculo.

Puede mover, duplicar, crear simetrías, rotar, etc., toda la red en planta o las partes que seleccione.

Puede introducir **conductos de cualquier material**, elementos especiales, etc., ya que dispone de bibliotecas ampliables por el usuario.

La red completa (todas las plantas) puede verse en 3D, permitiendo realizar cambios de cámara.

Realiza un dimensionado automático de las redes.

Obtiene **listados y planos** de todos los datos introducidos y resultados de cálculo por impresora, ficheros HTML, DXF, etc.

Puede generar planos con inclusión de detalles constructivos, cajetines, etc., y antes de imprimir, modificar la posición de textos, y en futuras versiones se incluirán nuevos tipos de instalaciones.

Para ampliar información dirigirse a: **marketing@cype.com**

o entrando en nuestra página:

www.cype.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Evolución de la microestructura de hormigones de alta y ultra alta resistencia al ser expuestos a ambientes de elevadas temperaturas

Microstructural changes in high and ultra high strength concrete exposed to high temperature environments

C. Alonso

C. Andrade

E. Menéndez

E. Gayo

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

RESUMEN

Cuando un hormigón se expone a ambientes de elevadas temperaturas o a la acción directa del fuego se producen una serie de transformaciones microestructurales que suelen resultar finalmente en una importante pérdida de resistencia mecánica. En el presente trabajo se ha evaluado la resistencia al fuego de hormigones de alta y ultra alta resistencia (HAR y HUAR) a través de los cambios microestructurales que se producen. Se ha considerado el efecto de la temperatura hasta 700 ºC a través del estudio de los cambios inducidos en la permeabilidad, en la estructura porosa y en la capacidad para liberar vapor de agua. Según estos estudios los HUAR han resultado menos resistentes frente al fuego que los HAR aunque su comportamiento final se ve mejorado por el empleo de fibras.

SUMMARY

A concrete exposed to high temperature environments or directly to fire undergoes microstructural changes that result in loss of mechanical properties. Present paper deals with the study of high (HRC) and ultra high performance concretes (UHRC) resistance to high temperatures. Microstructural changes are followed up to temperatures of 700ºC. Changes on permeability, porosity and water moisture losses are considered. UHRC are less resistant than HRC, but the addition of fibres improves their final resistance.

1. INTRODUCCION

El fuego se considera como uno de los riesgos potenciales más serios en la mayor parte de los edificios y estructuras. La amplia difusión del uso del hormigón como material estructural ha llevado a la necesidad de conocer con profundidad el efecto del fuego en el hormigón. Además, los desastres ocurridos recientemente en Europa debidos a la acción del fuego con pérdidas importantes de vidas humanas (Tunel del Canal, Mont-Blanc, Tauern, Kaprun y Gotthard son algunos de los ejemplos) han puesto de nuevo en evidencia la necesidad de diseñar estructuras resistentes frente al fuego.

Generalmente se considera que el hormigón presenta una resistencia aceptable frente al fuego en comparación con otros materiales de construcción como la madera y el acero [1, 2]. Sin embargo, el desarrollo reciente de los hormigones de alta resistencia y en particular los de ultra alta resistencia han planteado nuevas dudas acerca de su comportamiento en ambientes de elevada temperatura [3].

Cuando un hormigón permanece expuesto durante un tiempo suficientemente prolongado a elevadas temperaturas tiene lugar una importante pérdida de sus resistencias mecánicas, que en el caso de un hormigón no protegido bajan bruscamente con temperaturas por encima de los 300ºC [4]. Estos cambios se atribuyen a las transformaciones microestructurales que tienen lugar en la pasta y en los áridos y a las expansiones producidas debido a los cambios térmicos.

La mayor parte de los estudios sobre el comportamiento del hormigón a elevadas temperaturas se han centrado en conocer

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

las alteraciones sobre sus propiedades mecánicas, (resistencia a compresión, límite elástico, fluencia etc.) [5-7]. Otros estudios se han centrado en conocer los cambios en sus propiedades físicas, (conductividad térmica expansión, porosidad) [8-10]. Sin embargo son más escasas las referencias respecto a los cambios químicos que se producen en los propios componentes del hormigón [11] o el estudio simultaneo de las alteraciones físico-químicas de los materiales, que pueden ayudar a comprender los cambios producidos en las propiedades mecánicas.

A pesar de la gran cantidad de investigaciones dirigidas a conocer la resistencia al fuego de los hormigones tradicionales, en el caso de los HAR el conocimiento es aún limitado, ya que son materiales relativamente nuevos. En este tipo de hormigones preocupa seriamente su elevado riesgo de sufrir explosiones, debido a la elevada densidad de los mismos [12], que dificulta su capacidad para evacuar el vapor generado por el calentamiento y que al acumularse en su interior genera elevadas presiones [13-16].

El presente trabajo se centra en estudiar las transformaciones microestructurales que tienen lugar en hormigones de alta y ultra alta resistencia al exponerlos a la acción del fuego a partir de los cambios que tienen lugar en su estructura porosa, la permeabilidad a gases o la pérdida de masa.

2. METODOLOGIA EXPERIMENTAL

Materiales

Se ensayaron siete tipos de hormigones, cuya denominación es la siguiente: C60, C60 SF, C70 y C90 representativos de HAR (identificados por su resistencia característica medida en probeta cúbica) y CRC, RPC y RPC AF como HUAR, con resistencias superiores a 100 MPa. La composición de los hormigones se recoge en la tabla 1. El tipo de cemento empleado es un Pórtland tipo I. También se incluyen los contenidos en cemento adicionados para los HAR, y los contenidos mínimos empleados suministrados por el fabricante para los HUAR.

El hormigón C60 SF lleva una adición de humo de sílice y ceniza volante (15%) y un agente aireante. El C90 lleva sólo adición de humo de sílice (9%). Todos los HUAR llevan humo de sílice en su composición y fibras metálicas. El RPC AF lleva además fibras de polipropileno, por lo demás tiene idéntica composición al RPC.

A partir de probetas de 110 x 200 mm de tamaño se cortaron rodajas (discos) de 110 x 50mm para introducir en el horno de calentamiento. Las dimensiones y aspecto de las probetas se aprecian en la fotografía 1.

Calentamiento de las probetas

El régimen de calentamiento empleado se eligió en función del tamaño de la probeta, siguiendo las recomendaciones Rilem 129-MHT [17]. El proceso se desarrolló en varias etapas, como se especifica en el esquema de la figura 1:

1) Proceso de calentamiento: incremento de la temperatura a 2ºC/min hasta alcanzar la temperatura de ensayo.

2) Una hora de reposo a la temperatura de ensayo.

3) Proceso de enfriamiento: a una velocidad inferior a 2ºC/min, hasta temperatura ambiente.

La exposición de los hormigones a elevadas temperaturas se hizo tanto en probetas de hormigón sin carga, como aplicando un 20% de la resistencia a compresión de cada hormigón.

Las temperaturas de ensayo fueron: 20ºC (ambiente), 200ºC, 300ºC, 400ºC, 500ºC, 600ºC y 700ºC. También se hizo un seguimiento de pérdida de peso, a 105 ºC, a esta temperatura se registró la evolución de la pérdida de masa hasta alcanzar el equilibrio para cada hormigón o que la pérdida de peso fuera inferior al 0.01% en peso del hormigón.

Técnicas de caracterización de la microestructura.

Los ensayos de caracterización microestructural de los hormigones se realizaron a dos niveles: 1) sobre probetas que no habían sido expuestas al calor, tomándose los valores encontrados como los de referencia para cada tipo de hormigón, y

Tabla 1. Composición de los hormigones ensayados.

Hormigón	Cemento (kg/m^3)	Adición %	Tipo árido	Tamaño máx. de árido mm	Relación a/c	Aireante
C 60	450	-	Calcáreo	20	0.36	No
C 60SF	367	10CV+5%HS	Granito	16	0.354	Si
C 70	490	-	Siliceo	16	0.32	No
C 90	561	9%HS	Silíceo	16	0.29	No
CRC	940	Humo Sílice	Cuarzo	4 + fibras metálicas	0.16	No
RPC AF	> 700	Humo sílice	Cuarzo	0.25+fibras metálicas y polipropileno.	<0.2	No
RPC	>700	Humo Sílice	Cuarzo	0.25+fibras metálicas	<0.2	No

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

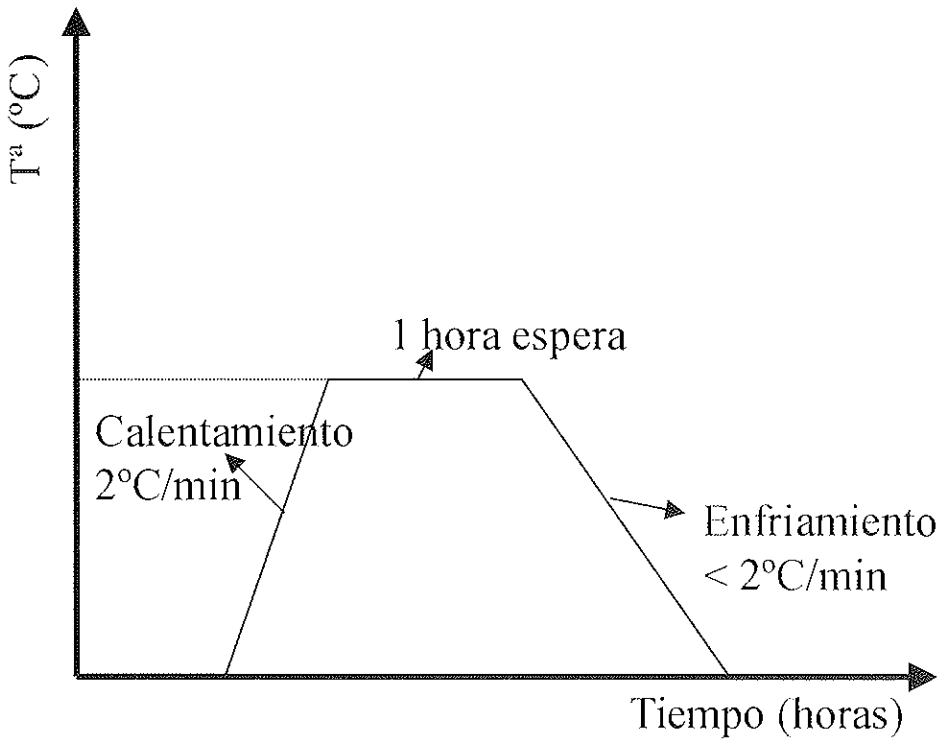
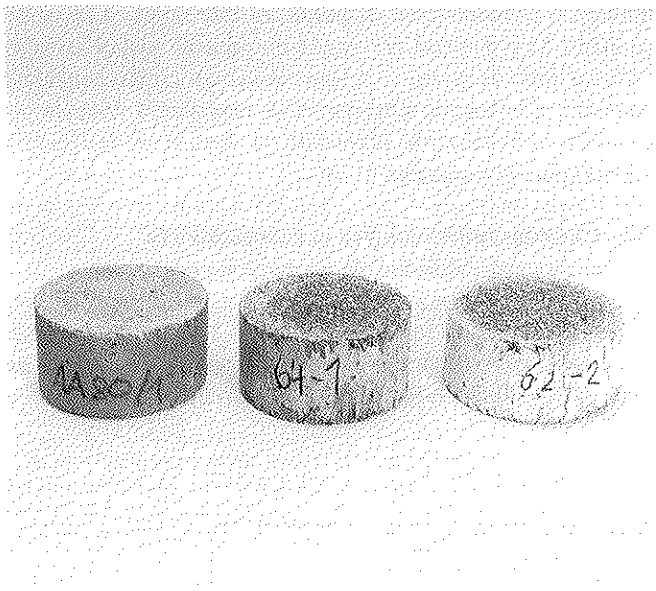


Figura 1. Régimen de calentamiento y enfriamiento seguido en las probetas.



Fotografía 1. Aspecto de las probetas sometidas a calentamiento para un hormigón CRC y C60, antes y después de calentar a 500ºC.

2) En las probetas expuestas a la acción del fuego, a cada temperatura de ensayo, una vez retornadas a la temperatura ambiente, por lo que los resultados obtenidos se consideran residuales.

Los ensayos realizados fueron:

- *Ensayos de permeabilidad al aire*, para los que se emplearon el equipo y el método Cembureau [18]
- *Porosimetría y distribución de tamaño de poro.* Los ensayos se hicieron empleando porosimetría de adsorción de nitrógeno y de mercurio.
- *Microscopía:* de barrido electrónico y de electrones retrodispersados
- *Balances de pérdida de masa*: a) termo-gravimetría, b) calentando a 105ºC hasta alcanzar el equilibrio y c) pérdida de peso después de calentar a cada temperatura de ensayo
- *Cambios en la composición química*, seguidos mediante difracción de rayos X, DRX.

Los ensayos de permeabilidad y de porosimetría de mercurio se hicieron por triplicado en muestras procedentes de tres probetas diferentes, con el fin de conocer la desviación para estos parámetros.

En el presente trabajo se consideran únicamente los cambios microestructurales relativos a permeabilidad, porosimetría de mercurio y balance de pérdida de masa en probetas calentadas a 0% de carga. Los ensayos empleando microscopía electrónica han servido además para confirmar los cambios observados por otras técnicas e interpretar los mecanismos de transformación.

3. RESULTADOS

3.1 Evolución de la porosidad de los hormigones HAR y HUAR por la acción de la temperatura

La porosidad inicial de estos hormigones difiere sensiblemente de los HAR a los HUAR. En la figura 2 se ha representado la porosidad para distintos rangos de poros. Lo más destacable es que los C60 y C70 tienen la mayor parte de su

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

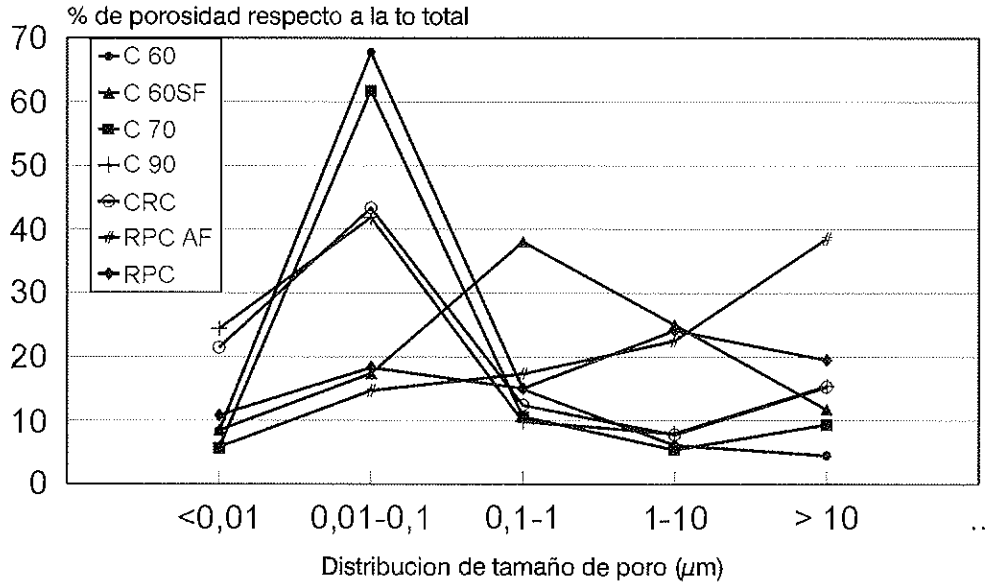


Figura 2. Distribución de tamaño de poro en los hormigones ensayados, antes del calentamiento.

porosidad acumulada en el rango entre 0.01 a 0.1μm. Lo mismo ocurre con los C90 y CRC pero la cantidad de poros es muy inferior. El C60 SF distribuye su porosidad entre 0.1 y 1μm. Sin embargo la porosidad capilar de los RPC es prácticamente despreciable. Los poros capilares son importantes ya que facilitan la conectividad.

Los cambios en la porosidad total inducidos por el calentamiento de los hormigones se aprecian en la figura 3, se detectan aumentos en este parámetro para todos los hormigones. La porosidad llega a duplicarse cuando la temperatura de exposición del hormigón ha superado los 600ºC.

Este aumento de la porosidad total provocado por la exposición de los hormigones a elevadas temperaturas, lleva asociado cambios en la distribución del tamaño de poro. En todos los hormigones se observa que disminuye el número de poros menores de 0.01 μm al aumentar la temperatura. Simultáneamente se produce un aumento del número de poros en el rango entre 0.01- 01μm. Sin embargo, el aumento de la porosidad en esta región no es permanente, y a partir de 300 ó 400ºC, disminuye la concentración de poros, en este rango, a favor del aumento de porosidad en rangos de poro de mayor tamaño. Los tamaños de poros > 0.1μm aumentan continuamente a medida que lo hace la temperatura de exposición. Un ejemplo de estos cambios en la porosidad se aprecia en la figura 4 tomado para el hormigón C 70.

3.2. Cambios inducidos por el calentamiento en la permeabilidad de los hormigones

Las alteraciones microestructurales en los hormigones sometidos a elevadas temperaturas también se detectan por los cambios que tienen lugar frente al ensayo de permeabilidad al

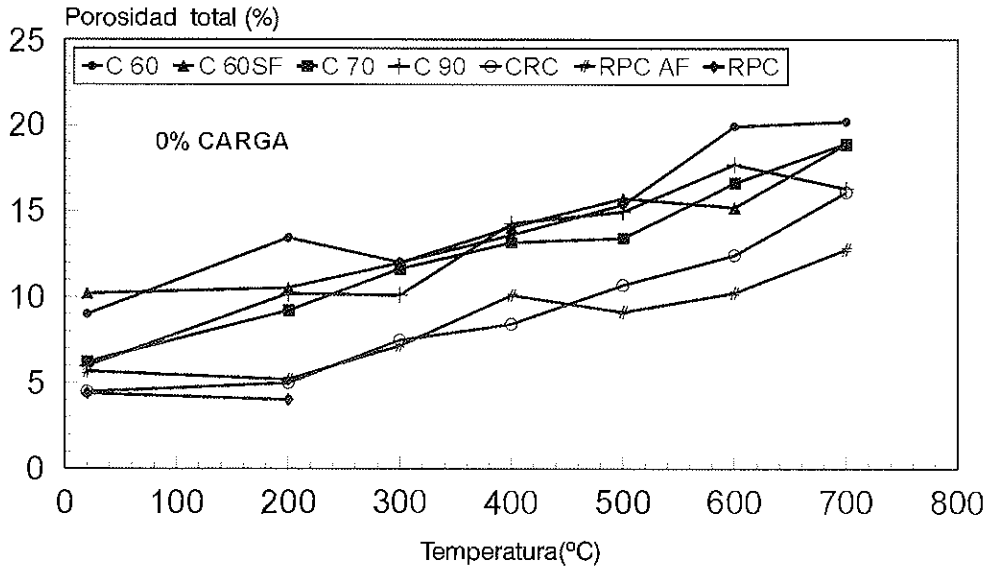


Figura 3.- Valores medios de la porosidad total (%). Evolución con la temperatura. De calentamiento a 0% de carga a compresión de los hormigones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

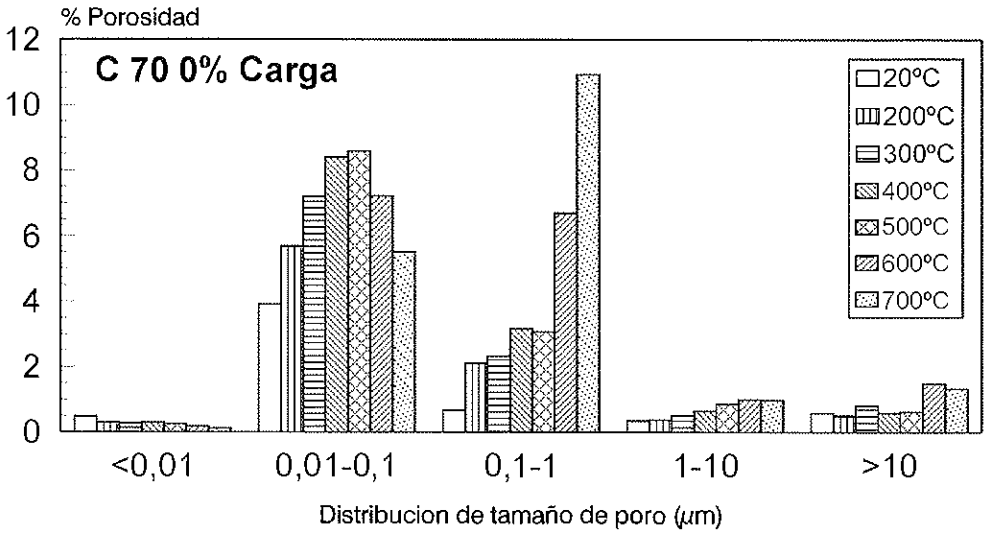


Figura 4. Cambios en la distribución del tamaño de poro para HAR C70 calentado al 0% de carga a compresión.

aire. El flujo de aire aumenta a medida que lo hace la temperatura de exposición, como se aprecia en la figura 5, en la que se compara un HAR (C60) con un HUAR (CRC). La temperatura de ensayo a 300ºC aparece como crítica para el flujo de aire medido en ambos tipos de hormigones, aunque inicialmente el flujo era muy distinto entre ellos, $k_{C60} = 45.6\ 10^{-18} \pm 4.7\ m^2$, frente a $k_{CRC} = 2.18\ 10^{-18} \pm 0.6\ m^2$.

En la figura 6 se han representado los resultados del coeficiente de permeabilidad k obtenido para todos los hormigones en función de la temperatura. Se detecta un aumento del coeficiente de permeabilidad al aumentar la temperatura de exposición relacionado con el nivel de degradación del material. El aumento de la permeabilidad es independiente del tipo de hormigón y a partir de 300ºC es similar para todos los hormigones, excepto para el C90 que es más elevado y para el RPC AF que a partir de 200ºC aumenta drásticamente.

3.3. Pérdidas de masa en hormigones por la acción del calor

Al someter un hormigón a mayor temperatura que el ambiente tienen lugar unas pérdidas de peso debido a las transformaciones químicas de los componentes del hormigón por el efecto de la temperatura. Las pérdidas de peso ocurridas a 105ºC se asocian con la evaporación del agua libre o absorbida en las paredes de los poros del hormigón. La evolución de la pérdida de peso para cada hormigón a 105ºC depende del tipo de material y en particular de su porosidad. En la figura 7 se han representado los cambios de peso habidos en los hormigones HAR y se comparan con los que tienen lugar en los HUAR, hasta alcanzar la estabilidad. Se aprecia que la eliminación de agua de los HUAR es más lenta que en los HAR, estos últimos han alcanzado prácticamente el equilibrio a la semana de exposición a esta temperatura.

El registro de las pérdidas de peso en los hormigones, siguiendo el régimen de calentamiento descrito en la fase experimental, permite determinar los cambios observados en este parámetro a cada temperatura de ensayo, en la figura 8 se han representado las pérdidas de peso medidas para cada tipo de hormigón. Las mayores pérdidas se producen a temperaturas por debajo de 300ºC.

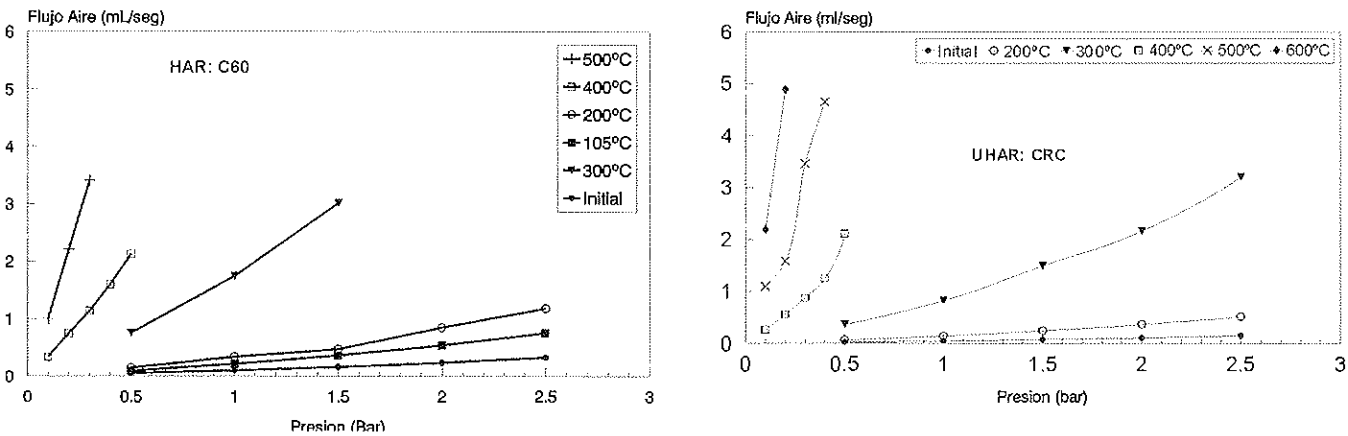


Figura 5. Flujos de aire en hormigones expuestos a distintas temperaturas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

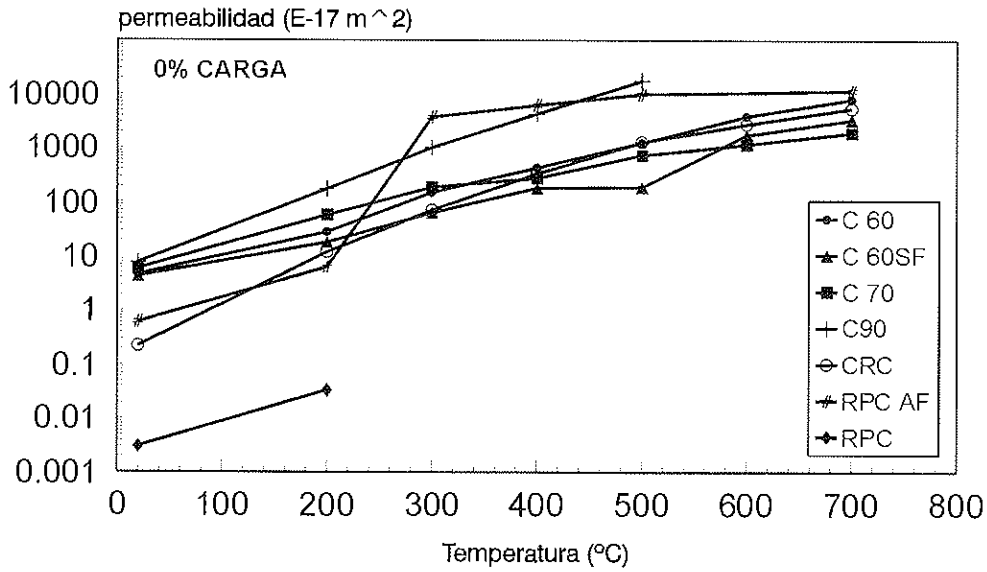


Figura 6. Coeficientes de permeabilidad media, k , en función de la temperatura.

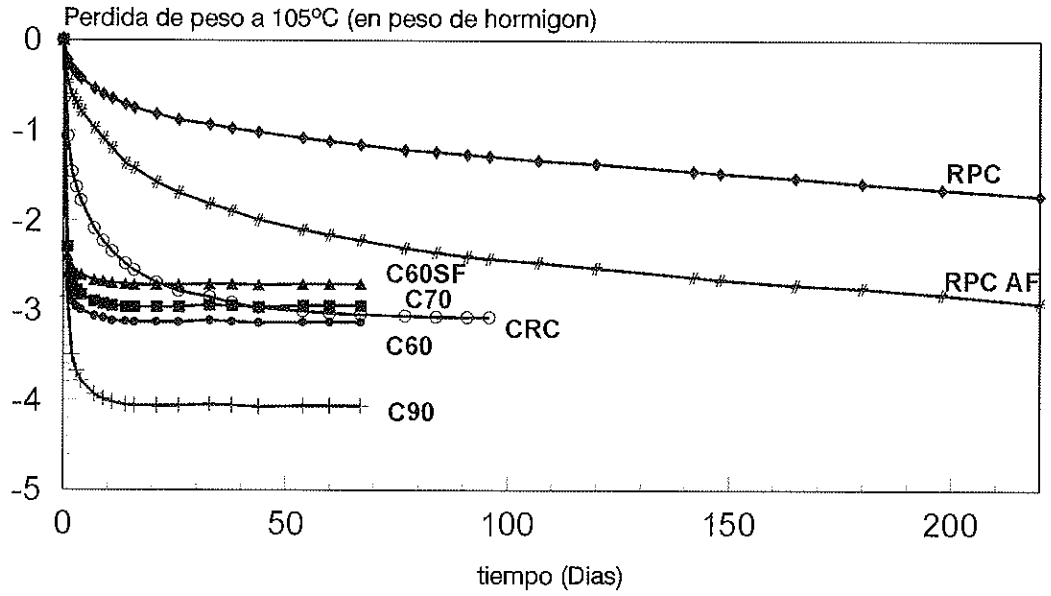


Figura 7. % de evolución de pérdida de peso a 105ºC. Contenido en agua libre.

4. DISCUSION

4.1. Procesos de transformación de los hormigones a elevadas temperaturas

Cuando un hormigón se expone a temperaturas por encima de la del ambiente tienen lugar unos cambios en la microestructura, de sus componentes, tanto químicos como físicos, que dependen de la temperatura de exposición y del tipo de material. Las transformaciones que ocurren en un hormigón tienen lugar en varias etapas:

1. *Etapa 1: T. ambiente-100ºC.* Los primeros cambios detectados son las pérdidas del agua líquida en equilibrio con el vapor de agua en los poros. Al subir la temperatura hasta los 100ºC, todo el agua pasa a la fase vapor y debe liberarse difundiendo a través de los poros hacia el exterior. La estructura porosa del hormigón es crítica en esta primera etapa, ya que debe favorecer la evacuación de gases y evitar así, la acumulación de tensiones de vapor en el interior de los hormigones. Esta capacidad de liberación de vapor de agua es diferente de unos hormigones a otros, en general los HAR liberan mas fácilmente humedad que los HUAR. Al observar la figura 7 se detecta que en algunos hormigones después de haber estado expuestos a 200ºC, como el C90, CRC y RPC, aún no se ha liberado todo el agua libre inicialmente en los poros, lo que se traduce en una acumulación de presiones en el interior del hormigón. Hay que recordar que la estructura porosa de estos hormigones es la más baja de los ensayados.

2. *Etapa 2: 100-300ºC.* Esta etapa se caracteriza por un aumento claro de la estructura porosa y de la permeabilidad de los hormigones, como consecuencia de las transformaciones ocurridas en las fases sólidas, y en particular en el gel

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

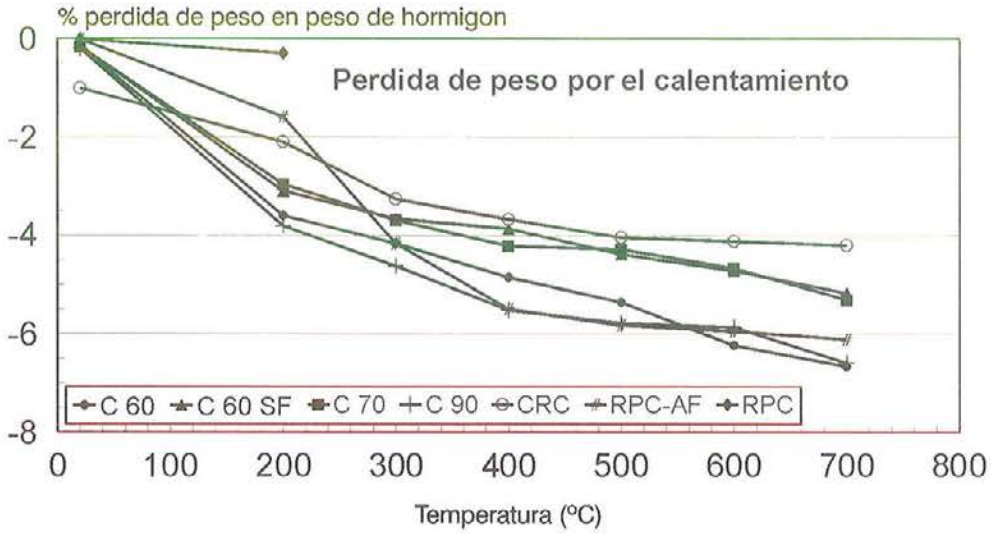
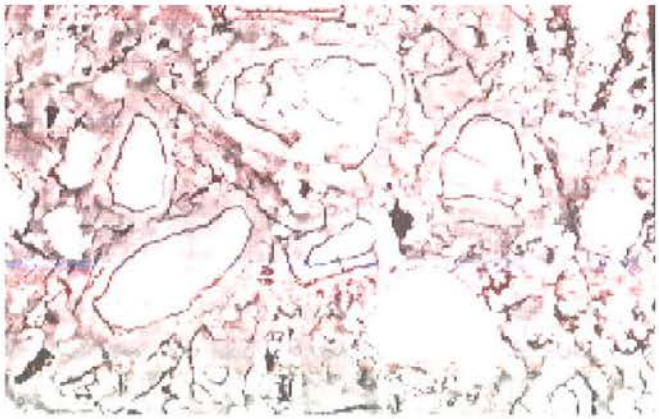


Figura 8. Pérdidas de peso registradas en los hormigones tras la exposición a elevadas temperaturas.

CSH que comienza a descomponerse por encima de los 100ºC [19,20]. El gel pierde las moléculas de agua de hidratación liberando nuevamente vapor de agua, que si el hormigón no puede eliminar fácilmente se acumulará en su interior aumentando la presión de vapor en los poros. Precisamente, a esta acumulación de presiones en el interior de los poros han atribuido algunos investigadores las disminuciones en el coeficiente de permeabilidad que pueden medirse entre 100 y 200ºC [19].

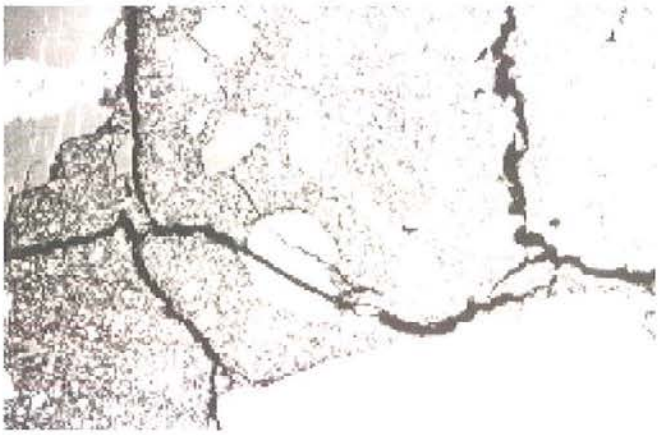
A temperaturas entre 200 y 300 ºC casi todo el gel CSH ha perdido parte de sus moléculas de hidratación y su estructura rígida comienza a debilitarse. Si la presión de gas es suficientemente elevada puede llegar incluso a saltar el hormigón (riesgo de explosión) o iniciar la fisuración, esta última debida también a las expansiones de los materiales provocadas por los cambios térmicos, entre pasta, áridos e incluso entre las fibras, en el caso de los HUAR.

3. Etapa 3: 300-600ºC. En este rango de temperaturas la degradación de la pasta debido a la deshidratación es ya muy elevada y la fisuraciones comienzan a hacerse masivas tanto entre los anhidros y en la propia pasta, como se aprecia en las micrografías 1 de SEM y 2 de Back Scattering, y se extienden incluso a través de los áridos, micrografía 3. Precisamente a estas microfisuraciones son atribuibles los cambios en la microporosidad, este tipo de cambios también fueron observados por otros autores [11, 20]



Micrografía BS 2. Hormigón C60 calentado 500ºC, alteración de la interfase entre anhidros y presencia de microfisuras en pasta. 1000 aumentos.

Micrografía SEM 1. Hormigón C 70 calentado a 600ºC, degradación de la pasta y aumento de la porosidad, aspecto menos denso. 2000 aumentos.



Micrografía 3. Aspecto de un hormigón C 90 tras ser calentado a 500ºC. Aparición de microfisuración en pasta y áridos. 50 aumentos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

4.2. Comportamiento de los HAR y HUAR frente al fuego

La resistencia de los HAR y HUAR frente al fuego es variable y fuertemente dependiente de la composición y microestructura inicial de cada tipo de hormigón. En este sentido su elevada compacidad les hace menos resistentes ya que pueden acumularse suficientes tensiones de vapor de agua en su interior que facilitan la microfisuración, como se deduce de su estructura porosa, descrita en la figura 2. Según ésta los HUAR serían menos resistentes que los HAR. El C90 presentaría una resistencia parecida al CRC.

Sin embargo, el mecanismo de degradación por el que transcurre el proceso no parece ser el mismo para los HAR respecto a los HUAR, de hecho no siempre que se produce una pérdida de masa en estos últimos por el calentamiento, lleva asociado un aumento proporcional de la porosidad, aunque sí se microfisuran. Precisamente para solventar esta dificultad se han empleando fibras de polipropileno, este es el caso del RPC AF, que se funden a una temperatura intermedia entre 100 y 200ºC (160ºC). Sin embargo el aumento de la porosidad no se produce tras la fusión de las fibras sino que ocurre a temperaturas mas elevadas, 300ºC, cuando la fibra se ha descompuesto del todo. Parte de la pérdida de masa observada en este hormigón al calentar a 200 y 300ºC es debido a la descomposición de la fibra.

Un punto a tener en cuenta respecto al comportamiento de los hormigones HAR y sobretodo de los HUAR es la elevada cantidad de anhidros, cemento no hidratado, que acumulan. Las interfases entre los granos de cemento anhidro u otros componentes parcialmente hidratados, como las adiciones (humo de sílice y cenizas volantes), así como las interfaces con los áridos son zonas que precisan menor energía (calor) para iniciar la deshidratación, son por tanto puntos más débiles donde suele iniciarse la microfisuración. El tipo y tamaño de áridos así como la composición y tamaño de grano de cemento influyen en la resistencia al fuego de estos hormigones.

Por otro lado el empleo de fibras metálicas en los HUAR ayuda a que estos hormigones aguanten temperaturas de exposición más elevadas sin disgregarse, aunque aumente sensiblemente la microfisuración, al menos hasta 500ºC, temperatura a la que se oxidan las fibras. Las pequeñas dimensiones de las fibras no alteran significativamente las transmisiones de calor en estos hormigones.

5. CONCLUSIONES

Los ensayos dirigidos a estudiar la evolución de la microestructura de hormigones de altas y ultra altas resistencias a elevadas temperaturas, han permitido extraer las siguientes conclusiones:

1. Cuanto menor es la porosidad inicial de un hormigón mayor es el deterioro frente al fuego.

2. La exposición de los hormigones a elevadas temperaturas produce un continuo aumento de la porosidad en los HAR, efecto que no siempre se aprecia en los HUAR.

3. Los poros de gel son los que primero se alteran a tem raturas superiores a 100ºC incrementando el tamaño poros en la región de poros capilares.

4. La conectividad de los poros es un factor crítico, det minado por el tamaño de poros en la región capi sobre todo entre 0.01 a 1μm.

5. La permeabilidad residual también aumenta con la te peratura de exposición tanto para HAR como para HUAR.

Agradecimientos

Los autores quieren manifestar su agradecimiento a dirección general XII de la UE, por la financiación aportad través del proyecto Brite/Euram HITECO, nº 1158, y en p ticular a Bouygues, AALBORG y Addtec por la preparac de los hormigones.

BIBLIOGRAFIA

1. F.M. Lea. The chemistry of cement and concrete, E Eduard Arnold Ltd. London, U.K. 1983) 656.

2. P.K. Metha, Concrete: structure properties and materi Edt. Prentice Hall, Inc., USA (1986) 129-132.

3. Summy Y. N. Chan, P. Gai-fei and John K.W. Ch Comparison between high strength concrete and nor strength concrete subjected to high temperature, Mat. a Struct., vol 29, Dec. (1996) 616-619.

4. G.A. Khoury. Compressive strenght of concrete at h temperatures: a reassessment. Magz. of Conc. Rs., Vol 44 161, (1992) 291-309.

5. Z.P. Bazant and M. F. Kaplan., Concrete at high tem ratures. Logman Grp. Ltd. , England (1996).

6. X. Fu and D.D.L. Chung. Reversible decrease of the xural dynamic modulus of cement pastes up on heating., Ce and Conc. Rs., vol 27, nº 6, (1997) 839-844.

7. H.L. Malhotra. The effect of temperature on compre ve strength of concrete. Magz. of Conc. Rs. Aug. (1956) 94.

8. F.S. Rostasy, C. Ehm and K. Hinrishsmeyer, Structu alterations in concrete due to thermal and mechanical stress Pore structure and matterials properties, Edt. J.C.Maso Ch man and Hall, vol 1, (1987) 92-99.

9. G.A. Khoury, B. N. Grainger and P. J.E. Sullivan, Tr sient thermal strain of concrete: Literature review, conditi within specimen and behaviour of individuals constitue Magz. of Conc. Rs., vol 37, nº 132, sept. (1985) 131-143.

10. F.S. Rostasy, R. Weis and G. Wiedemann. Changes pore structure of cement mortars due to temperature. Ce and Conc. Rs., vol 10. (1980)157-164.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

11. J. Piasta. Heat transformations of cement phases and the microstructure of cement paste. Mat. et Const. Vol17, nº 102 (1984) 415-420.

12. V. Baroghel-Bouny, J. Godin and J. Gawsewitch. Microstructure and moisture properties of high-performance concrete. 4th Int. Symp. On utilization of high performance concrete, Paris (1996) 451-461.

13. B. Chr. Jensen and B. Aarup, Fire resistance of fibre reinforced silica fume based concrete. 4th Int. Symp. on utilization of high performance concrete, Paris (1996)551-560.

14. R.Sri Ravindrarajah and F. Stathopoulos. Effect of high-temperature on the properties of high-stregth concrete. 4th CAMET/ACI Int. conference on durability of concrete, Sydney, Aug. (1997) 17-22.

15. A.N. Noumowe, P. Clastres, G. Debicki and J.L. Costaz. Thermal stresses and water vapour pressure of high performance concrete at high temperature. 4th Int. Symp. on utilization of high performance concrete, Paris (1996) 561-570.

16. N. Khoylou and G.L. England, The effect of moisture on spalling of normal and high strength concretes. Held in conjunction with the structures. Congress XIV, Worldwide advances in structural concrete and masonry, ASCE. Chicago Apr. (1996) 559-569.

17. Rilem recommendation: Compressive strength for service and accident conditions. Mat. and Strut., vol 28 (1995) 410-414.

18. Rilem recommendation: Measurement of the gas permeability of concrete by Cembureau method. April, vol 32 (1999) 176.

19. H.J. Herbst and U. Schneider, porositäts und permeabilitätsentwicklung verschiedenartiger betone infolge termischer beanspruchung, Forchugsbericht, Kassel August (1986).

20. K. Hinrichsmeyer, Strukturorientierte analyse und modellbescheibung der thermischen schädigung von beton. Heft. 74. Braunschweig (1987).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

MANUAL DE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN PARA VÍAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁFICO (EDICIÓN 2002)

El Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA) acaba de editar la última versión (edición 2002) de su publicación titulada "Manual de Pavimentos de Hormigón para Vías de Baja Intensidad de Tráfico".

Este Manual aporta criterios técnicos y reglas prácticas para el proyecto y construcción de pavimentos de hormigón vibrado y de secciones de firme con base de hormigón compactado con rodillo. En él se incluyen una serie de indicaciones relativas a los materiales, a las dosificaciones más adecuadas para este tipo de hormigones, así como sobre los distintos sistemas de ejecución que pueden utilizarse.

Como es habitual en este tipo de manuales prácticos, se incluyen una serie de secciones estructurales bajo la forma de un catálogo, en el que se proponen distintas soluciones en función de la categoría de tráfico pesado, de las características de la explanada de apoyo, y del período de proyecto considerado.

Como novedad frente a la edición anterior, del año 1997, se ha dado una mayor relevancia al capítulo dedicado a la técnica del hormigón compactado con rodillo, habiéndose incluido un catálogo de secciones para este tipo de vías rurales y urbanas. Además, el capítulo 6 "Presupuesto» ha sido objeto también de revisión actualizándose los costes de las distintas unidades de obra en euros.

Autores: Varios

Título: Manual de Pavimentos de Hormigón para Vías de Baja Intensidad de Tráfico (Edición 2002).

P.V.P.: 21 € (IVA incluido) + gastos de envío.

Los interesados en dicha publicación deberán consultar nuestra hoja WEB:

www.ieca.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Estudio experimental de la adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados pretensados de altas prestaciones iniciales

Experimental Study of bond properties of prestressing strand in high performance pretensioned concrete elements

Cristina Vázquez Herrero
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor Asociado del Área de Ingeniería de la Construcción
Universidad de A Coruña

♦

Fernando Martínez Abella
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor Titular del Área de Ingeniería de la Construcción
Universidad de A Coruña

RESUMEN

En este artículo se presentan los resultados de la investigación sobre adherencia en elementos pretensados de armadura pretesa, fabricados con varias dosificaciones de hormigón de altas prestaciones iniciales. Actualmente no existe un ensayo normalizado de evaluación de la adherencia en elementos pretensados. Para llenar este vacío normativo se plantearon dos ensayos de adherencia en probeta, a fin de simular la zona de transmisión (ensayo de pórtico LT), y la *flexural bond length* (ensayo de pórtico LC). La calibración de estos ensayos se realizó con elementos con pretensado centrado (prismas) y excéntrico (vigas), que se fabricaron e instrumentaron al efecto. La investigación realizada permitió extraer conclusiones valiosas acerca de las propiedades adherentes de los hormigones ligeros y convencionales de alta resistencia. A través del análisis comparativo de resultados, se constató que los resultados de los ensayos de los pórticos permiten acotar las zonas de transmisión y de anclaje en elementos pretensados.

SUMMARY

The results of a research about bond of pretensioned concrete elements are presented in this article. Mixes designed were high initial performance normal weight and lightweight concrete's. At present there is no standard procedure to measure bond performance of pretensioned concrete elements. To solve this two testing procedures have been designed in order to simulate bond behavior along both transfer length (namely LT frame test) and flexural bond length (namely LC frame test). These tests were gauged with pretensioned concrete elements having centered prestress (prisms) and eccentric prestress (beams). The latter were tested under flexure to determine the development length. Valuable conclusions were established about both lightweight and normal weight high strength pretensioned concrete elements. After the comparative analysis the authors concluded that the proposed LT and LC frame tests provide upper and lower boundaries of transfer and development lengths.

1. INTRODUCCIÓN

La adherencia en el hormigón pretensado con armadura pretesa, cuestión en la que nos vamos a centrar, se manifiesta de dos formas diferentes. Por una parte es la responsable de garantizar la transmisión de la fuerza de pretensado. Por otra, durante el período de servicio de la estructura los tendones experimentan un aumento de su tensión debido al gradiente de momentos flectores y a la fisuración tensional originados por la actuación de las acciones exteriores: aquí también el papel de la adherencia es crucial para asegurar la capacidad resistente de la estructura, garantizando el correcto anclaje de las armaduras activas. Por todo esto es fundamental el estudio de la distribución de la tensión de adherencia a lo largo del elemento pretensado, tanto de su magnitud como de la zona a lo largo de la cual se desarrolla (longitud de anclaje), dado que condiciona el correcto funcionamiento estructural.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

En la bibliografía internacional (PCI Journal, Feb. 1998) se definen los siguientes conceptos:

- Longitud de transmisión, o de transferencia (*transfer length*), LT, como la distancia entre el extremo de la viga y la zona en la que el pretensado se ha transferido por adherencia y rozamiento. A la fuerza de pretensado transferida se le denomina pretensado efectivo, y la tensión correspondiente se denota por σ_{se} (véase la Figura 1).

- Longitud de anclaje (*development length*), LD, a la necesaria para que el pretensado desarrolle la tensión de cálculo del pretensado (σ_{pd}) correspondiente a la capacidad nominal a flexión de la viga. Esta tracción no ha de ser necesariamente la tensión máxima del acero de pretensado (véase la Figura 1). A la diferencia entre la longitud de anclaje y la de transmisión (*flexural bond length*) la hemos denominado en este trabajo longitud complementaria a tracción, LC.

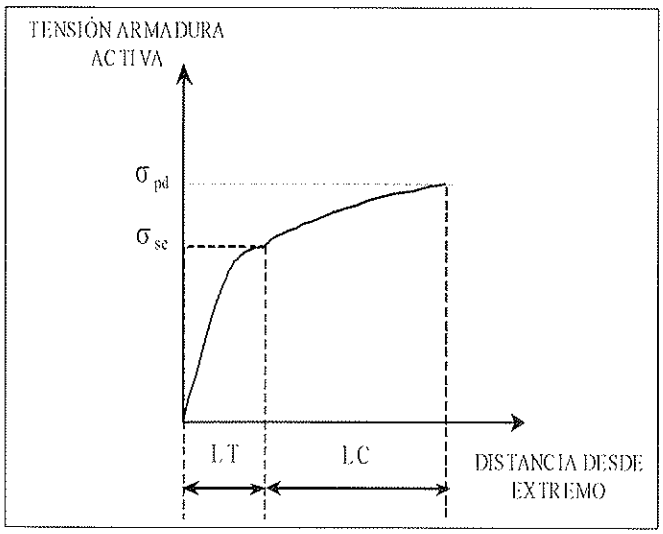


Figura 1. Longitud de anclaje[1].

En las vigas de hormigón pretensado de armadura pretesa, se conviene en denominar a los distintos tipos de tensiones transversales de la siguiente forma (Figura 2), acorde con el Código Modelo [2]:

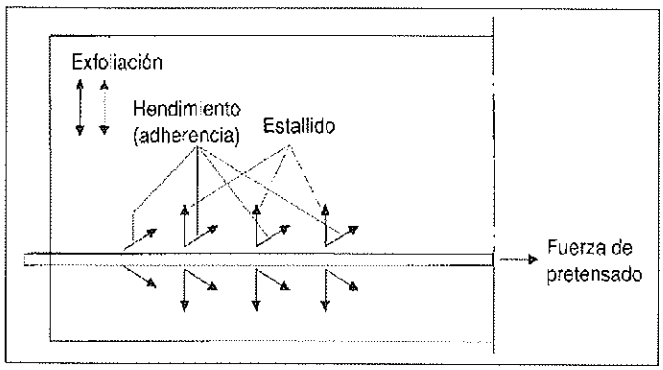


Figura 2. Tensiones de tracción transversales en elementos pretensados[2].

Generalmente, en elementos pretensados de armadura pretesa, las tensiones debidas a hendimiento y estallido se presentan en la misma zona, por lo que es difícil discernir qué tipo de tensiones causan la fisuración longitudinal en los extremos. A este tipo de fisuras las denominaremos fisuras por hendimiento, quedando sobreentendido que pueden deberse a la interacción de ambos efectos.

Actualmente no existe ningún ensayo normalizado en España para comprobar la adherencia de los cordones de pretensado de 15.2 mm de diámetro a lo largo de la longitud de transmisión y la de anclaje. Sin embargo, la EHE-1998, Art. 67.4 [3] exige la comprobación de las propiedades de adherencia en ambas zonas. El único ensayo más o menos generalizado es el denominado *Moustafa pull-out test* [4], que se efectúa sobre una probeta de un hormigón normalizado y un cordón sin tensión. La ventaja de este ensayo es la facilidad de realización, pero no refleja las condiciones de trabajo a lo largo de las zonas de transmisión y de anclaje en elementos de armadura pretesa. Además, no ha sido calibrado para hormigones no convencionales (hormigones ligeros de altas prestaciones,...).

La característica intrínseca a los elementos prefabricados es el transporte y conexión al resto de la estructura. Cuando los elementos prefabricados tienen grandes dimensiones su empleo está condicionado por el transporte y montaje. Un ahorro en el peso propio de las grandes vigas prefabricadas ampliaría el campo de aplicación de estas estructuras: por una parte, manteniendo el peso de las vigas se conseguirían mayores luces; por otra, manteniendo la longitud de estos elementos, al disminuir el peso propio se facilitaría el transporte y montaje, y se reducirían además las cargas totales de la estructura.

Los hormigones ligeros estructurales no están contemplados en la normativa española, que entiende como tales los de densidad comprendida entre 1200 y 2000 kp/m³. En la normativa experimental Eurocódigo 1, parte 4-1998 [5] se definen los hormigones ligeros de estructura cerrada a los hormigones dosificados y compactados de forma que no se retenga una cantidad apreciable de aire ocluido, a no ser que éste se haya introducido voluntariamente, y con una densidad seca no superior a 2000 kp/m³. Asimismo se proporciona una expresión para la deducción de la longitud de transmisión, en función de la densidad del hormigón ligero, y de la longitud de transmisión de un hormigón convencional de la misma densidad. No se hace referencia a la longitud complementaria a tracción de los elementos de hormigón ligero estructural.

2. ESTUDIOS PREVIOS MÁS RELEVANTES

El inicio de las investigaciones de adherencia más relevantes data de finales de los años treinta, a cargo de Hoyer y Friedrich [6]. En la década de los cuarenta Armstrong [7] y Marshall [8] estudiaron los efectos de las características geométricas del tendón de pretensado de acero Grade 250 (con carga unitaria máxima garantizada, $f_{pmáx}$=250ksi=1720 MPa) sobre la adherencia. En los años siguientes el pretensado experimentó una rápida difusión en Norteamérica y Europa. Consecuentemente

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

se extendió el uso de tendones de tamaño diverso, si bien la tendencia por motivos económicos fue hacia cordones de mayor diámetro.

A mediados de los ochenta Cousins y Johnston realizaron en Norteamérica una campaña de ensayos que culminó en un informe[10] en el cual se cuestionaba la validez de la expresión de la ACI para determinar las longitudes de transmisión y de anclaje, dado que se habían obtenido resultados experimentales que proporcionaban valores de estos parámetros superiores (hasta un 100%) a los predichos por la normativa vigente. Como resultado de la preocupación originada en la industria de la prefabricación, la Federal Highway Administration editó en 1988 un memorándum[11] incluyendo una serie de restricciones:

- Se prohibía el uso de cordones de pretensado de 0.6".
- La distancia mínima entre ejes de cordones se elevaba a cuatro diámetros.
- Se recomendaba multiplicar por 1.6 los valores de longitud de anclaje para cordones adherentes resultantes de la fórmula de la AASHTO.
- En el caso de cordones enfundados en los extremos la longitud de anclaje prescrita a partir de la primera sección adherente era el doble de la obtenida mediante la fórmula de la AASHTO.

Estas restricciones se tomaron como medida provisional, mientras no se obtuviesen resultados experimentales en sentido contrario, y éstos se tuviesen en cuenta en la normativa de la AASHTO. Estas disposiciones tuvieron una incidencia económica severa en el sector de la prefabricación en Norteamérica. A consecuencia de estos hechos se puso en evidencia la necesidad de reabrir las investigaciones de las propiedades de adherencia. Esto ha conducido a un gran número de investigaciones recientes en el campo de la adherencia del hormigón pretensado, realizadas en varios laboratorios de Estados Unidos y Canadá y coordinadas por la Federal Highway Administration.

En 1991 den Uijl[12] publicó el resultado de las investigaciones que constituyeron la base de la formulación de la adherencia de la armadura pretesa del actual Código Modelo[2] para hormigones convencionales.

Durante los años noventa la controversia sobre la adherencia se avivó. A esto hay que añadir la advertencia del PCI sobre casos de adherencia deficiente en cordones[4]. Hay que señalar la búsqueda por parte de investigadores norteamericanos de ensayos normalizados para evaluar las propiedades adherentes de la zona de transmisión de forma representativa en laboratorio, contrastando ensayos *pull-out* sobre cordones sin tensión[4], ensayos *push-in* sobre cordones con tensión[12, 13] y realización de prismas pretensados en bancadas de laboratorio[14], sin que hasta la fecha se hayan obtenido resultados concluyentes.

El Eurocódigo 2. Parte 1-4[5] trata las estructuras de hormigón ligero de estructura cerrada. En esta normativa experimental no se especifican recubrimientos o separación entre cordones distintas de las de los hormigones convencionales. La longitud de transmisión del hormigón ligero se relaciona con la de un hormigón convencional de la misma categoría resistente en función de la densidad: A mayor densidad menor longitud de transmisión. No se hace referencia a la longitud total de anclaje de la armadura pretesa.

Respecto a las realizaciones de grandes elementos prefabricados de armadura pretesa, en la bibliografía se hacen las siguientes referencias a puentes de carretera de vigas prefabricadas ligeras con cordones pretensados:

- En el manual de diseño del PCI[15] aparecen tabuladas vigas prefabricadas pretensadas, con cordones de 12.7 mm de diámetro. Estos cordones presentan una capacidad resistente un 40% menor que los cordones de 15.2 mm.
- En los años ochenta, se fabricaron en Finlandia vigas de hormigón ligero, con árido ligero fabricado a partir de la aglomeración de cenizas volantes [16].
- En Holanda se fabricaron varios puentes de vigas prefabricadas pretensadas ligeras. Durante la construcción se constata la aparición de fisuración por hendimiento y exfoliación. En esa época se pensó que la causa era la deficiente ejecución. Actualmente, según testimonios, estas vigas no presentan problemas de durabilidad.

A pesar de las ventajas evidentes de este tipo de elementos, las referencias encontradas son escasas y relativamente antiguas. Por otra parte, ni en América ni en Europa se ha hecho extensivo el uso de estos elementos.

Una vez analizado el estado del conocimiento, las cuestiones que actualmente están sin resolver son:

- Hay una carencia de ensayos representativos para evaluar la adherencia de la armadura pretesa, y por lo tanto un vacío normativo.
- Existe una ausencia de control de calidad sistemático de la adherencia de la armadura pretesa en fábrica.
- Hay una ausencia de estudios de la adherencia en elementos fisurados por hendimiento.
- No se han encontrado criterios de fabricación de grandes vigas pretensadas de hormigones ligeros.

3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

Los objetivos de la investigación desarrollada han sido:

- Profundizar en el conocimiento de los factores que condicionan la adherencia de la armadura pretesa en las zonas de transmisión y complementaria a tracción.
- Plantear las bases de un método de ensayo representativo, sistemático y económico, que permita evaluar la capacidad adherente de los elementos prefabricados pretensados de armadura pretesa. Los ensayos planteados tienen como

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

finalidad la evaluación de la capacidad adherente, relativa a la transmisión de la fuerza de pretensado, y al comportamiento en servicio. Actualmente existe un vacío normativo al respecto.

- Efectuar la calibración de los ensayos planteados a escala, con vigas pretensadas fabricadas al efecto, para diversos tipos de hormigón de altas prestaciones iniciales.

- Evaluar la viabilidad desde el punto de vista de la adherencia de producir vigas pretensadas de armadura pretesa con cordones de 15.2 mm de diámetro que, con menor peso propio, presenten un comportamiento en servicio y una capacidad resistente similar a las vigas pretensadas convencionales.

4. PLANIFICACIÓN DE ENSAYOS Y MATERIALES

En esta investigación se han empleado varias dosificaciones de hormigón ligero (HL) de altas prestaciones iniciales (resistencia a compresión media superior a los 45 MPa a dos días), con árido ligero consistente en arcilla expandida. Todo el estudio se realiza de forma comparativa, evaluando las diferentes propiedades de los hormigones ligeros ensayados, respecto a las de un hormigón convencional de altas prestaciones habitualmente empleado en fábrica (que denominaremos HC), que emplearemos como referencia. Durante la investigación se efectuaron una serie de ensayos, con objeto de analizar la capacidad adherente hormigón/acero, que se resumen a continuación:

- **Ensayos de adherencia en probeta**. Estos ensayos se realizaron en el laboratorio de Ingeniería de la Construcción de la ETSICCP de La Coruña. Se trata de realizar el estudio de la adherencia mediante un ensayo a escala representativo, barato y fácil de realizar. Se desarrollaron los equipos y procedimientos de ensayo sobre probetas normalizadas (15 x 30 cm, cilíndricas).

- **Fabricación de prismas pretensados:** denominamos prismas a los elementos pretensados con un cordón de pretensado centrado, sin armadura pasiva alguna. Estos elementos se fabricaron en el laboratorio. A través de la instrumentación dispuesta, se estudió el proceso de fabricación, la transferencia de pretensado y el comportamiento de la zona de transmisión a diferentes edades.

- **Fabricación e instrumentación en fábrica de vigas pretensadas**, con pretensado excéntrico. Estos elementos, auténticas vigas pretensadas a escala, posibilitan el estudio de la adherencia tanto en la zona de transmisión como en la zona de anclaje. Parte de las vigas fabricadas se ensayaron a flexión, para evaluar la capacidad resistente y acotar superiormente la longitud de anclaje.

La Tabla 1 resume las propiedades de los materiales empleados en la fabricación de los hormigones.

Las dosificaciones de hormigón convencional (HC) y de hormigón ligero empleadas (HL10-1, HL3-1, HL10-2) aparecen en la Tabla 2. Las propiedades de estos hormigones se resumen en la Tabla 3. Como se puede apreciar, los hormigones ligeros ensayados presentan unas propiedades mecánicas (resistencia a compresión y resistencia a tracción) similares a las del HC. Se aprecia que el módulo de deformación es inferior en los hormigones ligeros, entre un 70 y un 90% del correspondiente al hormigón convencional a la misma edad. El ahorro en peso obtenido es del 22% para los hormigones HL10-1 y HL3-1, y del 15% para el HL10-2.

A continuación se describen los diferentes tipos de ensayos realizados y los resultados obtenidos.

5. ENSAYOS DE ADHERENCIA EN PROBETA (PÓRTICOS)

Los ensayos desarrollados (véanse las Fotografías 1 y 2) se basan en los planteados por Abrishami y Mitchell en 1993[13]. Estos ensayos permiten simular las zonas LT y LC mediante el ensayo de una probeta hormigonada alrededor de un cordón previamente tesado, en posición vertical (condición de adherencia favorable). El dispositivo de ensayo diseñado (que denominamos pórtico) posibilita, por un lado, destesar la zona superior del tendón, manteniendo la carga en la inferior (a través de la placa de apoyo), ensayándose de este modo la zona de transmisión. Por otro, se puede incrementar la tensión en la zona inferior, manteniendo la carga en la superior, simulándose así el comportamiento en la zona LC. Para realizar

Tabla 1. Propiedades de los componentes del hormigón

Material	Tipo	Densidad real (kN/m^3)	Absorción (%)	Granulometría
Cemento	CEM I 52.5 R	–	–	–
Arena	Caliza	26.3	0.6	0/5 mm
Gravilla	Granítica	25.5	0.5	6/12 mm
Grava	Granítica	25.6	0.33	12/18 mm
Árido ligero	Arcilla expandida	12.44	11.71	2/8 mm
Aditivo superfluidificante	Melcret 222 y Glenium 52	–	–	

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tabla 2. Dosificaciones empleadas

Dosif.	Agua	Grava	Gravilla	Árido ligero seco	Humedad del árido ligero	Arena	Cemento	Aditivo	Tipo de aditivo
	g	g	g	g	%	g	g	g	Melcret 222
HC	184	345	515	–	–	877	450	6	Melcret 222
HL3-1	205	–	–	550	3	610	500	6	Melcret 222
HL10-1	190	–	–	550	10	610	500	6	Melcret 222
HL10-2	180	–	–	402	10	877	500	6	Glenium 52

Tabla 3. Propiedades de las dosificaciones estudiadas

Hormigón	$\rho_{c,cub}$	$f_{cm,cub,2}$ $f_{cm,cub,3}$ $f_{cm,cub,28}$	$f_{cm,2}$ $f_{cm,3}$ $f_{cm,28}$	$E_{cm,2}$ $E_{cm,3}$ $E_{cm,28}$	$f_{ctm,2}$ $f_{ctm,3}$ $f_{ctm,28}$
	KN/m^3	MPa	MPa	MPa	MPa
HC	23.4	62 67 80	50 53 -	30441 29559 31158	3.3 3.1 -
HL10-1	18.3	57 - 70	48 - 57	19939 - -	2.6 - 2.9
HL3-1	18.1	58 - -	49 - -	20326 - -	2.6 - 2.8
HL10-2	20.2	- 70 75	- 60 66	- 24868 27957	- 3.1 3.8

este ensayo se diseñaron dos bastidores (véanse las Fotografías 1 y 2).

El control del ensayo se realiza por deformación, lo que posibilita la obtención del comportamiento adherente post-crítico, después del deslizamiento generalizado [13]. Durante el ensayo se controla además la fuerza en los anclajes superior e inferior y la deformación del cordón. Estos ensayos permiten estudiar gran número de variables (tipo de hormigón, tipo de armadura, forma de la probeta, recubrimiento de la armadura, longitud adherente, presencia de armadura de confinamiento,...). En este caso se realizaron los ensayos sobre probeta cilíndrica normalizada (15 x 30 cm).

5.1. Ensayos de simulación de la longitud de transmisión

A este ensayo también lo denominamos ensayo de pórtico LT. Se trata de un ensayo tipo "push-in". El ensayo de simulación de la longitud de transmisión sigue el proceso siguiente:

1. Se tesa el cordón de pretensado de cada uno de los dos pórticos de ensayo hasta alcanzar finalmente una fuerza P_0 correspondiente al máximo de tensión admitida por la normativa española de forma permanente, en nuestro caso limitada por 0.75 f_{pmax}.

2. Se hormigona una probeta cilíndrica centrada respecto al cordón de pretensado vertical.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

3. Se cura el hormigón de la probeta durante las primeras 20 horas después del final de amasado, momento en que se desmolda. Las probetas de acompañamiento (para determinar retracción, resistencias, módulos) se someten al mismo ambiente y operaciones que la probeta del pórtico.

4. El inicio del ensayo se efectúa a la edad de transferencia prevista (en nuestro caso, a las 48 ó 72 horas del final de amasado). Para crear las tensiones de adherencia, se reduce la fuerza del cordón en la parte superior de la probeta en ΔP_t La diferencia de tensión a que queda sometido el pretensado es equilibrada por la reacción de la placa de apoyo de la probeta, que origina una compresión de la probeta de ΔP_t (ver Figura 3 y Fotografía 1).

5. Este proceso de reducción de la carga de la parte superior del cordón se repite sucesivamente hasta que se produce el fallo por adherencia, o se transfiere la totalidad de la fuerza de pretensado P_0 a la probeta. Se mantiene, por último, la tensión en la parte del cordón inferior a la probeta para evaluar la capacidad adherente remanente de la probeta.

Durante este proceso se controlan los siguientes parámetros:

- Tensión en la parte superior e inferior del pretensado mediante células de carga huecas.
- Deslizamiento relativo del cordón de pretensado respecto a las caras superior e inferior de la probeta, mediante transductores de desplazamiento sujetos al cordón.
- Deformación de la parte superior del cordón de pretensado, sometida a variación de tensión.
- Deformación del hormigón en la superficie lateral de la probeta, mediante varias galgas dispuestas simétricamente respecto al eje de la probeta.

Se denomina Fuerza Unitaria de Adherencia (FUA) a la diferencia de fuerza en el cordón entre la parte inferior y superior de la probeta, dividida entre la longitud de adherencia (en nuestro caso, la longitud total de la probeta).

La probeta experimenta deslizamiento generalizado cuando se registra deslizamiento en la parte de la probeta opuesta a la zona donde se varía la tensión del pretensado. En este ensayo esto se produce cuando se registra deslizamiento en la parte inferior de la probeta. Decimos que se ha producido un "pull-out" cuando se produce el deslizamiento generalizado de manera súbita, generalmente acompañado de un sonido metálico.

Se realizaron dos ensayos de cada tipo, uno en cada pórtico, simultáneamente, para evaluar su dispersión. A partir de los resultados de estos ensayos se intenta determinar, o al menos acotar superior e inferiormente, el valor de la longitud de transmisión. Interesa conocer la cota inferior de la longitud de transmisión porque el gradiente de la fuerza de pretensado condiciona el valor de las tensiones de tracción originadas en el extremo de la viga, tensiones responsables de la fisuración por hendimiento/estallido. El conocimiento de estas tensiones posibilita el diseño de la armadura de confinamiento necesaria. La determinación de una cota superior de la longitud de transmisión permite valorar, del lado de la seguridad, la capacidad resistente de la viga en esta zona.

Los resultados obtenidos con este ensayo pueden observarse en las Figuras 4 y 5, en donde se muestran los valores adoptados por la FUA, respecto al deslizamiento inferior, para dos probetas de HC y dos de HL10-1. Como se puede apreciar, la FUA crece desde el inicio del ensayo (origen de coordenadas), hasta que se alcanza un valor máximo antes de deslizar. Cuando se produce deslizamiento la FUA decrece paulatinamente, alcanzando un valor mínimo. Tras éste, la FUA experimenta un aumento debido al efecto Hoyer: al disminuir la tensión en la parte superior de la probeta, aumenta el diámetro del cordón, dificultando el deslizamiento.

Los parámetros característicos de estos ensayos son: la FUA máxima previa al deslizamiento generalizado en la probeta, la FUA mínima tras el deslizamiento y la FUA máxima alcanzada tras el mismo. Estos valores cuantifican la capacidad

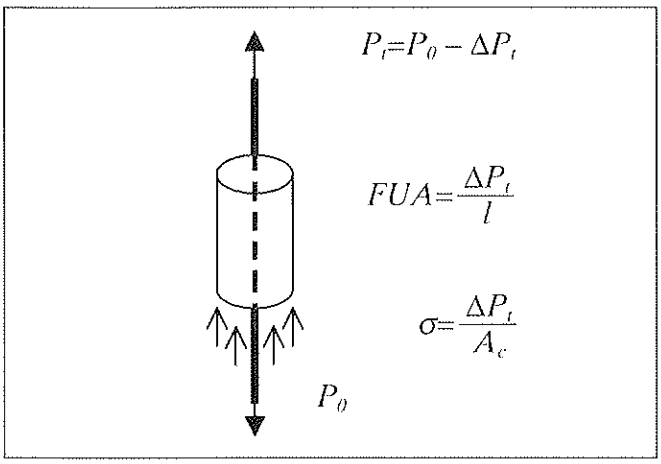
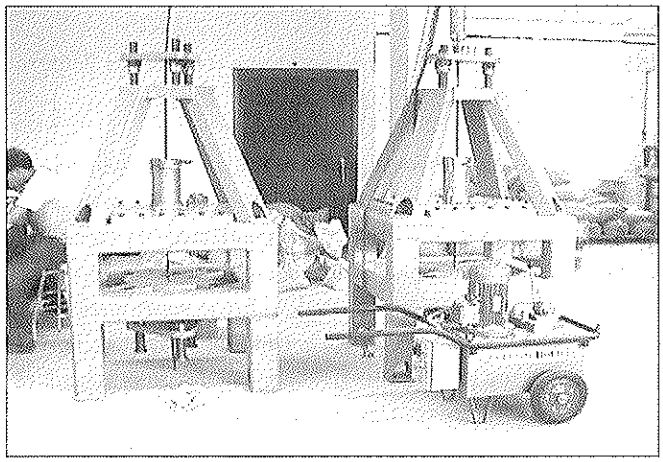


Figura 3. Ensayo de pórtico LT.



Fotografía 1. Equipo de los ensayos de los pórticos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

adherente en zonas de la viga sin deslizamiento relativo, y en zonas con deslizamiento relativo. En la Tabla 4 se presentan estos resultados para cada material ensayado y cada edad de transferencia. (p.e. HC 2d=hormigón convencional, dos días). Como se puede observar, en general el hormigón ligero presenta valores de la FUA más elevados que el HC, lo que indica una mayor capacidad adherente. En la Figura 5 se observa un salto en una de las curvas, debido a un "pull-out". Este fenómeno sólo se observó en los ensayos de HL.

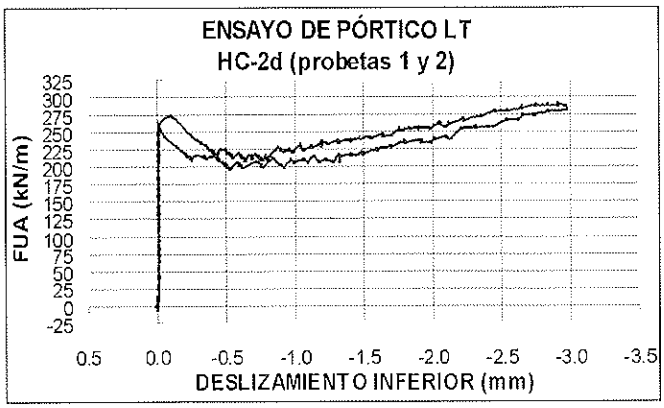


Figura 4. Ensayo de pórtico LT sobre HC, 2 días.

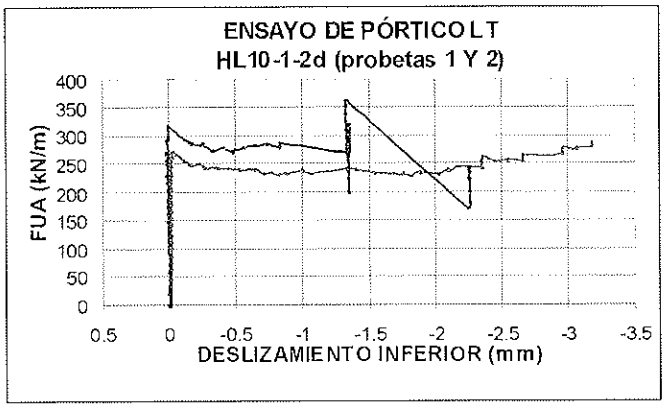


Figura 5. Ensayo de pórtico LT sobre HL10-1, 2 días.

5.2. Ensayos de simulación de la longitud complementaria a tracción

También se desarrolló un procedimiento de ensayo para evaluar el comportamiento en servicio de la zona complementaria a tracción en vigas pretensadas. El cordón de pretensado se tesa a una tensión que refleje la existente en un determinado momento de la vida útil (en nuestro caso, $0.6\,f_{pmáx}$, lo que supone que se han producido unas pérdidas totales del 20% de la fuerza de pretensado inicial). Durante este ensayo se aumenta la tensión del cordón en la parte inferior de la probeta, de forma gradual hasta que plastifica el cordón en la parte inferior, o se produce un deslizamiento generalizado (véase Figura 6). Este ensayo simula el aumento de tensión que tiene lugar en la armadura activa traccionada, durante la puesta en carga de las vigas de armadura pretesa.

Con este ensayo se pretende simular el comportamiento adherente de la zona LC desde la puesta en servicio, y hasta el final de la vida útil. Si los hormigones ensayados experimentan una mejora de las propiedades, la edad más desfavorable de ensayo sería la de puesta en servicio. Una cota inferior de la misma es la edad de transferencia. Para no alargar excesivamente los ensayos, se adoptó como edad de ensayo la de transferencia.

Los resultados obtenidos con este ensayo pueden observarse en las Figuras 7 y 8, en donde se muestran los valores de la FUA a lo largo del ensayo, respecto al deslizamiento superior (que condiciona, en este caso, el deslizamiento relativo), para dos probetas de HC y HL respectivamente. Como se ve, tras el valor máximo alcanzado por la FUA inmediatamente antes del deslizamiento, se produce un descenso paulatino de la FUA remanente hasta el final del ensayo. Comparando estas gráficas con las Figuras 4 y 5, correspondientes a los ensayos de LT, se observa la diferencia de comportamiento: en los ensayos de LC no se produce recuperación de la FUA tras el deslizamiento.

En la Tabla 5 se dan los resultados del conjunto de ensayos realizados, agrupados por material. Paradójicamente, los resultados obtenidos para el HC ensayado a tres días son peores que los obtenidas ensayando a dos días. Creemos que esto puede ser debido al cambio de partida de los componentes del hormigón.

Tabla 4. Resultados de los ensayos de pórtico LT

Material y edad j	$f_{cm,j}$	$f_{ctm,j}$	FUA_{max} sin deslizamiento	FUA_{max} sin deslizamiento	FUA_{min} tras deslizamiento	FUA_{min} tras deslizam. diferido
días	MPa	MPa	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
HC 2d	47	3.1	286	248	203	-
HL10-1 2d	45	2.9	323	280	199	-
HL3-1 2d	49	2.9	315	237	202	-
HC 3d	55	3.2	354	338	308	267
HL10-2 3d	58	3.2	454	437	315	207

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

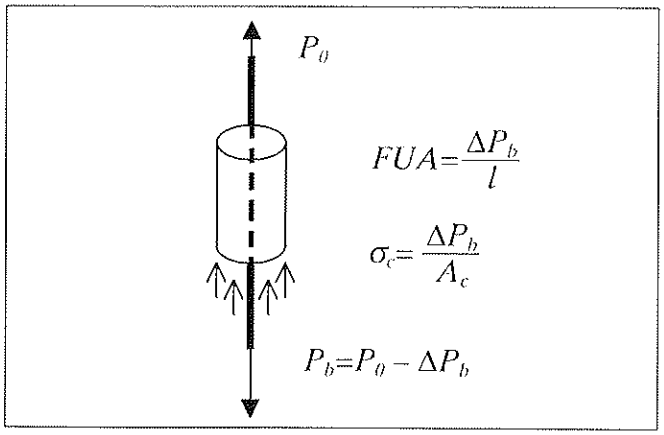
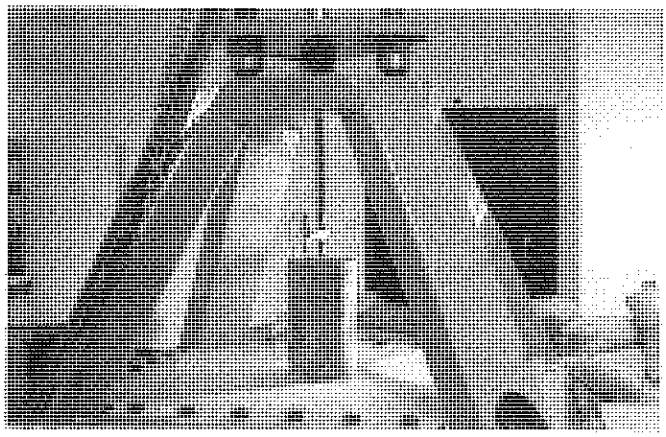


Figura 6. Ensayo de pórtico LC.



Fotografía 2. Ensayo de una probeta normalizada.

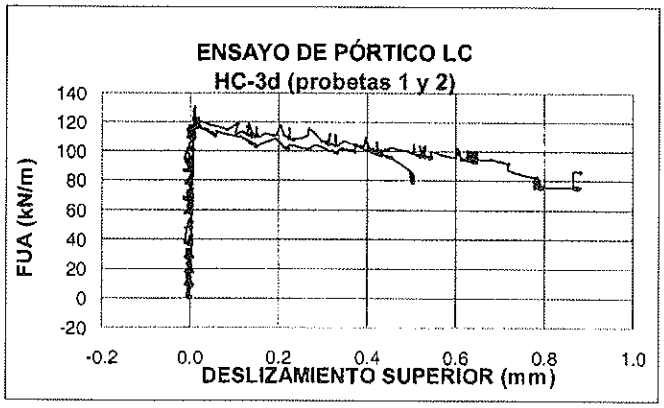


Figura 7. Ensayo de pórtico LC sobre HC, 3 días

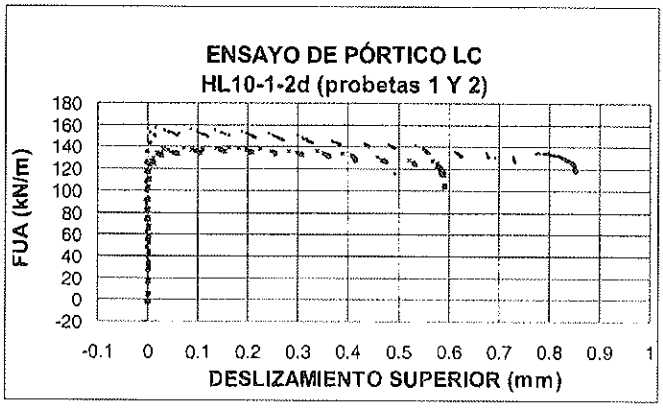


Figura 8. Ensayo de pórtico LC sobre HL10-1, 2 días

Tabla 5. Resultados de los ensayos de pórtico LC

Material y edad j	$f_{cm,j}$	$f_{ctm,j}$	FUA_{max} sin deslizamiento	FUA_{max} sin deslizamiento	FUA_{min} tras deslizamiento	FUA_{min} tras deslizam. diferido
días	MPa	MPa	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
HC 2d	50	3.3	163	141	136	126
HL10-1 2d	48	2.6	148	145	127	109
HL3-1 2d	48	2.1	174	171	145	123
HC 3d	55	3.2	127	119	96	77
HL10-2 3d	59	3.5	144	143	118	91

Durante la realización de estos ensayos se constató la tendencia del hormigón ligero a sufrir fenómenos de "pull-out", lo que no sucedió con el hormigón convencional. Por otra parte, comparando la Tabla 5 con la Tabla 4 se observa que los valores de la FUA del ensayo LT son apreciablemente superiores, de entre 1.4 y 3.5 veces los valores de la FUA de los ensayos LC. Esto significa que la capacidad adherente obtenida a partir del ensayo de pórtico LT es superior a la del ensayo de pórtico LC, lo que se corresponde con lo observado en elementos reales (véase la Figura 1).

Comparando los resultados de los distintos materiales, se deduce que la capacidad adherente de los hormigones ligeros es elevada. Cuanto mayor es la capacidad adherente de un material, menor es en principio la longitud de anclaje, y mayores son las tensiones transversales de tracción que se

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

generan en dicha zona. Si el material no es capaz de resistir estas tracciones, se puede inducir fisuración longitudinal en el hormigón.

6. ENSAYOS DE PRISMAS PRETENSADOS

Una vez finalizados los ensayos de los pórticos, se procedió al montaje de una bancada de pretensado solidarizando ambos pórticos con un elemento intermedio, con lo que se consiguió una bancada o mesa de pretensado de 4.5 metros de longitud y 100 toneladas de capacidad. En esta bancada se construyeron los prismas pretensados sobre los que se midió la longitud de transmisión.

Se fabricaron prismas de HC, HL10-1 y HL3-1. El proceso de fabricación [17, 18, 19, 20] se basa en la norma UNE 7-436-82 [21] para alambres y torzales de pretensado.

La sección adoptada para los prismas fue de 10.5x10.5 cm, estando el cordón de pretensado centrado en la sección. El recubrimiento adoptado coincide con el habitual en la prefabricación habitual y no se dispuso armadura pasiva. La longitud de los prismas fue de 3.75 metros, con objeto de garantizar la transmisión integra de la fuerza de pretensado dentro de la pieza. El proceso de ensayo es el siguiente (Fotografías 3 y 4):

1. Pegado de galgas extensométricas distribuidas a lo largo del cable, y posterior tesado del mismo con una fuerza P_o. El control durante el tesado se efectuó con el manómetro del gato y con células de carga en ambos anclajes. Tras el tesado se procede a la protección de las galgas a fin de asegurar el funcionamiento de las mismas durante todo el ensayo, puesto que van a quedar embebidas en el hormigón.

2. Colocación del encofrado controlando rigurosamente su centrado respecto al cable.

3. Hormigonado del prisma y de las probetas de acompañamiento. Curado del prisma durante las 24 horas siguientes al hormigonado. Desencofrado del prisma.

4. Pegado de galgas a lo largo de la superficie lateral del prisma, así como de los discos para medir deformaciones manualmente a lo largo de todo el prisma, espaciados 50 mm y dispuestos en ambas caras laterales a la altura de la armadura activa.

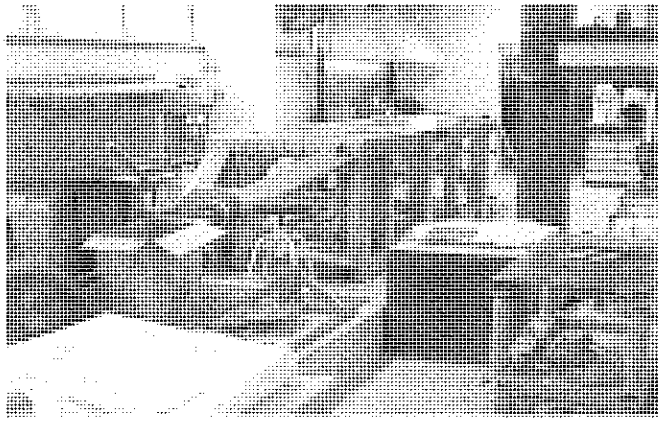
5. Transferencia gradual de pretensado mediante soplete a las 48 horas del hormigonado del prisma, tras colocar los transductores de desplazamiento en el cable apoyados en ambos extremos del prisma con el fin de determinar la penetración del cable de pretensado en el extremo activo (donde se transfiere) y en el pasivo. Simultáneamente se ensayan las probetas de acompañamiento en el laboratorio de la ETSICCP de La Coruña.

6. Transporte del prisma sobre apoyos deslizantes al lugar de almacenamiento, donde se mantiene apoyado en multitud de soportes deslizantes, con objeto de no inducir flexiones en el prisma ni coartar las deformaciones longitudinales diferidas.

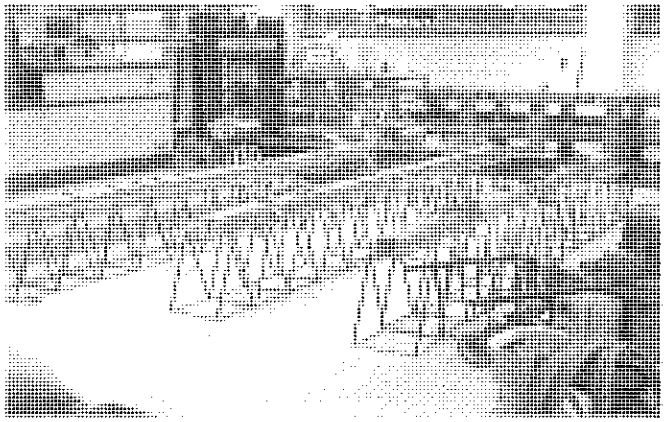
Durante este proceso se controlan los siguientes parámetros, que permiten conocer con precisión LT a lo largo del tiempo:

- Tensiones del cable de pretensado a partir de las deformaciones y, antes de la transferencia, mediante las células de carga.
- Deformaciones del hormigón a lo largo de todo el prisma, tanto a partir de medidas manuales como eléctricas. Estas medidas se realizan durante varios meses tras la transferencia.
- Deslizamientos del cable de pretensado en los extremos activo y pasivo.

En la Figura 9 se observa la evolución de las deformaciones del hormigón medidas con las galgas extensométricas durante el proceso de transferencia, en un prisma de HC. Se aprecia cómo se delimita la longitud de transmisión al final de la transferencia. En la Figura 10 se presenta el comportamiento de la fuerza de pretensado transferida respecto al deslizamiento relativo hormigón-cordón en extremos activo (A.A.) y



Fotografía 3. Bancada de pretensado construida a partir de los pórticos.



Fotografía 4. Almacenamiento de los prismas en el laboratorio

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

pasivo (A.P.), en escala doblemente logarítmica. A pesar de la dispersión inicial (motivada por la función logaritmo en las proximidades del cero) se aprecia la elevada linealidad de las curvas resultantes, lo que implica:

$$\ln\left[\frac{P(t)}{P_2}\right] = a\ln(\delta(t)) + b \Rightarrow P(t) = P_2\left(e^b\delta(t)^a\right)$$

donde:

$P(t)$ fuerza de pretensado transferida en el instante t

a,b constantes

P_2 fuerza de pretensado inmediatamente antes de la transferencia

$\delta(t)$ penetración del cordón a la edad t

Es decir, se constata un comportamiento potencial de la fuerza de pretensado respecto al deslizamiento, lo que había sido observado por otros investigadores [22] en hormigón convencional. Se ha constatado este comportamiento en hormigón convencional y en hormigón ligero. Las Figuras 11 y 12 muestran las deformaciones medidas mediante extensómetro mecánico en una cara de un prisma de HC y otro de HL10-1, a diferentes edades. Se observa que la longitud de transmisión (zonas de deformación variable) es similar a la edad de transferencia en ambos prismas. A medida que pasa el tiempo, la longitud de transmisión permanece constante en el prisma de HC. En el prisma de HL10-1, entre los 14 y los 27 días después de la transferencia se aprecia un aumento considerable de la longitud de transmisión en ambos extremos. Esta edad coincidió con la detección de fisuras longitudinales de hendimiento, que se generalizaron a toda la longitud del prisma. A partir de entonces se observa un aumento de la longitud de transmisión en ambos extremos hasta que, al cabo de un año, desaparece la zona central de deformación constante, lo que implica una disipación de la fuerza de pretensado a lo largo de todo el prisma.

Todos los prismas de HL sufrieron fisuración diferida por hendimiento, que se extendió a toda la longitud del prisma. La Tabla 6 muestra los resultados de LT obtenidos para cada material.

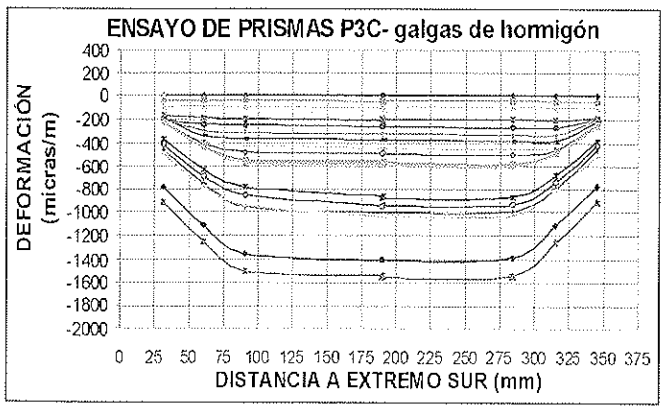


Figura 9. Deformación medida en el hormigón durante la transferencia de un prisma de HC, 2 días.

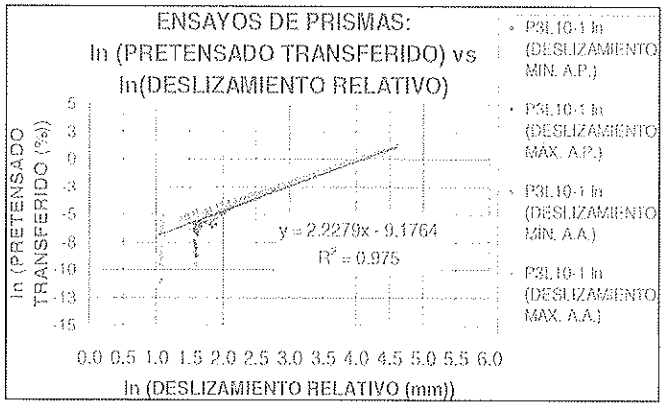


Figura 10. Instrumentación del proceso de transferencia de un prisma de HL10-1, 2 días.

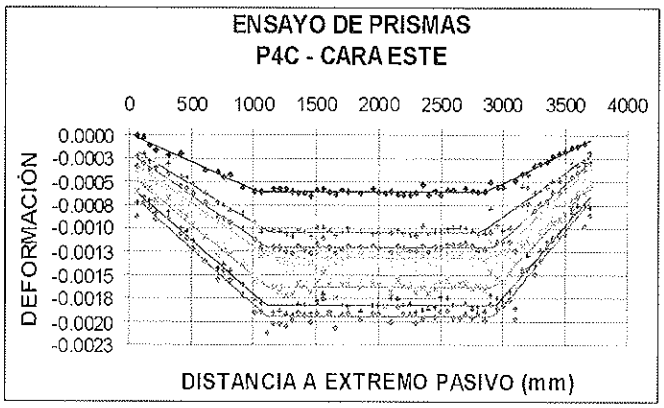


Figura 11. Evolución de la LT en un prisma de HC.

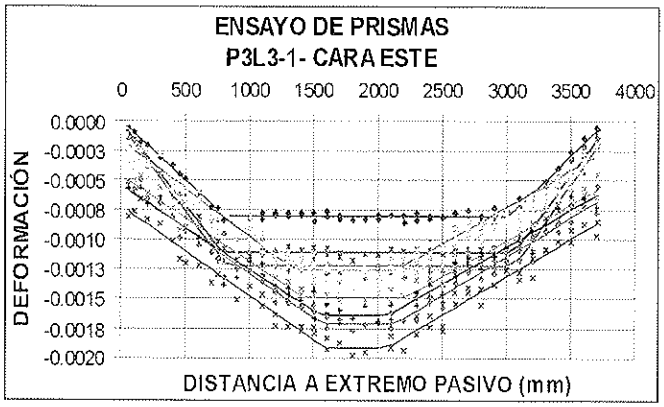


Figura 12. Evolución de la LT en un prisma de HL3-1.

Como conclusiones de estos ensayos cabe destacar:

- El recubrimiento adoptado fue suficiente para garantizar la ausencia de fisuras inmediatamente tras la transferencia. Los valores de longitud de transmisión medidos a esta edad estuvieron acotados superiormente por 0.9 m (60 ϕ, ϕ=diámetro nominal del cordón) en los hormigones HL10-1, HL3-1 y HC (véase la Tabla 6). Transcurrido un cierto tiempo tras la transferencia, entre 7 y 30 días, todos los prismas de hormigón ligero experimentaron fisuración longitudinal. Esto no sucedió en los prismas de hormigón convencional.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tabla 6. Resultados de LT en los ensayos de prismas

Material-edad de transferencia en días	LT en transferencia		LT a un año
	Anclaje activo	Anclaje pasivo	
HC-2d	837 mm	850 mm	1110 mm
HL3-2d	872 mm	847 mm	diverge[1]
HL10-2d	880 mm	911 mm	diverge[1]

- Coincidiendo con la detección de fisuras, los prismas de hormigón ligero experimentaron un aumento de la longitud de transmisión acusado, que al cabo de un año incluso superó los dos metros (aumentos de más del 100%, véase la Figura 12).

- Debido a esto, en los prismas de hormigón ligero aumenta la longitud de transmisión con el tiempo hasta unirse las zonas de transmisión de ambos extremos, desapareciendo la zona central de adherencia perfecta. Esto implica una pérdida de pretensado generalizada por disminución de la precompresión.

La fisuración de los prismas de hormigón ligero ha puesto de manifiesto:

- La necesidad de adoptar un mayor recubrimiento del pretensado en hormigón ligero y/o disponer armadura de confinamiento.

- La insuficiente resistencia a tracción instantánea, directa e indirecta del hormigón ligero, a la edad de transferencia adoptada (dos días). Una posible medida a adoptar sería aumentar la edad de transferencia, lo que en contrapartida aumentaría los costes de producción.

- La existencia de un fenómeno de cansancio a tracción, evidenciado por fisuración diferida: el HL posee una menor resistencia a tracción frente a cargas sostenidas que el hormigón convencional[23].

- La mayor tendencia a la fisuración del HL, lo que podría estar causado por la menor energía de fractura del hormigón ligero, un 20-30% menor que el hormigón convencional, según el CUR[24].

La fabricación de prismas es un ensayo laborioso y caro, pero proporciona resultados valiosos durante la transferencia y a partir de ésta, acerca de la zona de transmisión. Además, la condición de adherencia desfavorable del cordón nos sitúa del lado de la seguridad.

7. ENSAYOS DE VIGAS PRETENSADAS

Puesto que las vigas pretensadas reales disponen en sus extremos de armadura de confinamiento, se decidió fabricar vigas pretensadas a escala, del hormigón ligero más desfavorable (HL10-1), y del hormigón convencional de referencia. En una primera serie se fabricaron doce vigas de HL10-1, con cuatro diferentes cuantías de armadura de confinamiento de los cordones inferiores (véase la Tabla 7), a fin de determinar la cuantía de esta armadura necesaria para evitar, o al menos limitar la propagación de las fisuras por hendimiento. Las vigas se fabricaron en la empresa Noroeste de Pretensados (Outeiro de Rei, Lugo), y sus características se observan en la Tabla 7. La transferencia se realizó calentando simultáneamente todos los cordones, con soplete, a pesar de lo cual se produjo de forma súbita.

La Figura 13 muestra la sección transversal de las vigas, tesadas con 3 cordones inferiores y uno superior. Las Fotografías 5 y 6 muestran la bancada de fabricación y una viga durante el ensayo a flexión respectivamente. Los ensayos tuvieron lugar en el Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil de la Universidad de La Coruña (CITEEC).

Durante la fabricación de las vigas se estudió la longitud de transmisión, medida en el proceso de transferencia en la propia bancada y a lo largo de la vida de las vigas antes de que fuesen ensayadas. El procedimiento de medida fue muy similar al empleado en los prismas, por lo que no se entrará en más detalles. En las Figuras 14 y 15 se observa que la longitud de transmisión se mantuvo constante con el tiempo, en una viga de HC y una de HL10-2 respectivamente.

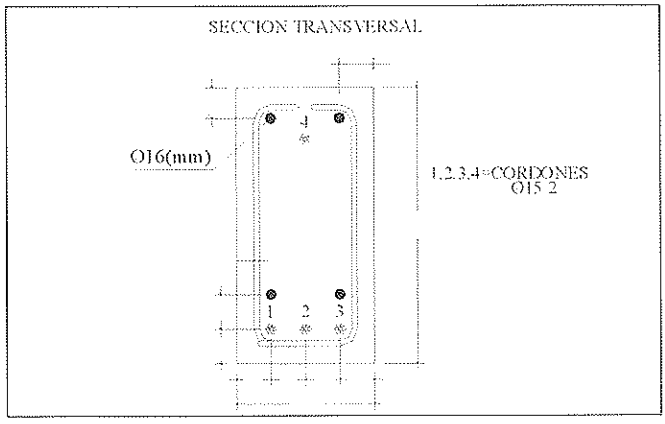


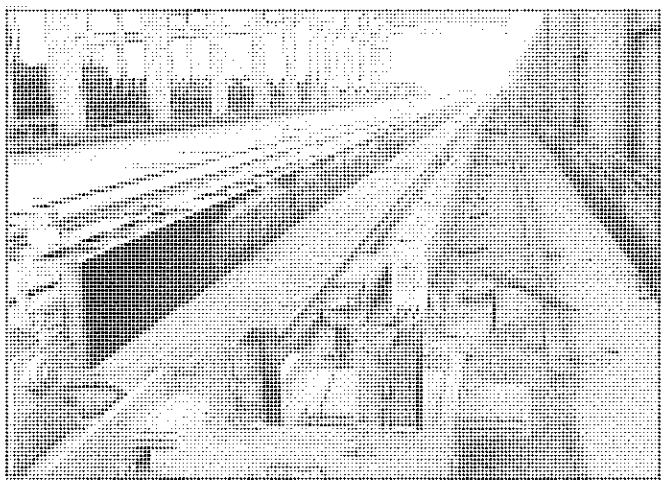
Figura 13. Sección transversal de las vigas.

[1] Desaparece la zona central de deformación constante, con lo que se unen ambas zonas de transmisión del elemento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

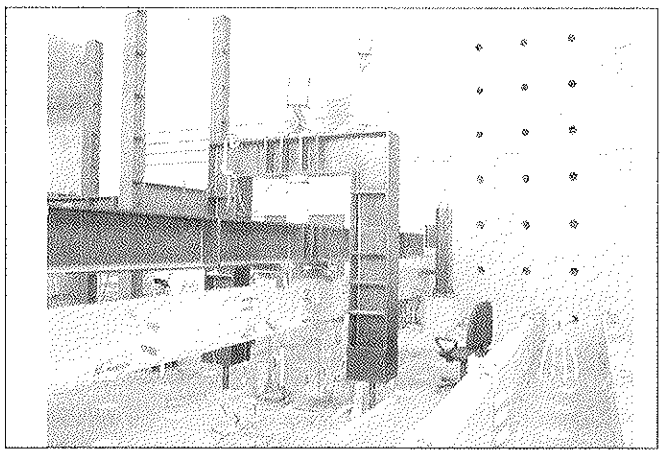
Tabla 7. Características geométrico-mecánicas de las vigas

Característica	Símbolo y ud.		Valor
Longitud total viga	l	(m)	9.0
Ancho viga	b	(cm)	20
Canto total	h	(cm)	40
Armadura pasiva compresión	A_{ss}	(cm^2)	4.0
Armadura pasiva longitudinal a cortante	A_{sl}	(cm^2)	4.0
Pretensado inferior	A_{ps}	(cm^2)	1.4
Pretensado superior	A_{pl}	(cm^2)	4.2
Canto útil pretensado inferior	d_{pl}	(cm)	35
Distancia desde c.d.g. As' a paramento superior	d_{ss}	(cm)	5
Distancia desde c.d.g. Aps a paramento superior	d_{ps}	(cm)	7.5
Longitud desde extremos a apoyo de vigas	l_a	(m)	0.6
Distancia desde extremos a armadura suspensión	l_s	(m)	1.5
Longitud vano ensayo flexión	l_0	(m)	7.8
Armadura transversal a cortante	A_t	(cm^2/m)	5.03
Arm. de confinamiento A1, cercos ϕ6 a 10 cm	A_{pas1}	(cm^2/m)	2.83
Arm. de confinamiento A2, cercos ϕ6 a 15 cm	A_{pas2}	(cm^2/m)	1.88
Arm. de confinamiento A3,cercos ϕ8 a 20 cm	A_{pas3}	(cm^2/m)	2.51
Arm. de confinamiento A4, cercos ϕ8 a 15 cm	A_{pas4}	(cm^2/m)	3.35



Fotografía 5. Fabricación de las vigas. Anclaje pasivo de la bancada tras la transferencia.

Sin embargo, pese a la armadura de confinamiento dispuesta, las vigas de HL10-1 sufrieron fisuración diferida, que se extendió progresivamente a toda la longitud de las mismas. Sin embargo las vigas alcanzaron su capacidad resistente nominal. Los resultados observados en relación con LT se presentan en la Tabla 8.



Fotografía 6. Ensayo de las vigas a carga creciente en el CITEEC.

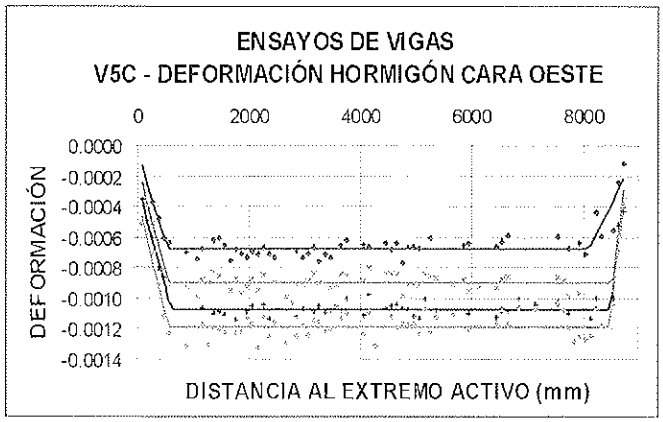


Figura 14. Evolución de la LT de una viga de HC.

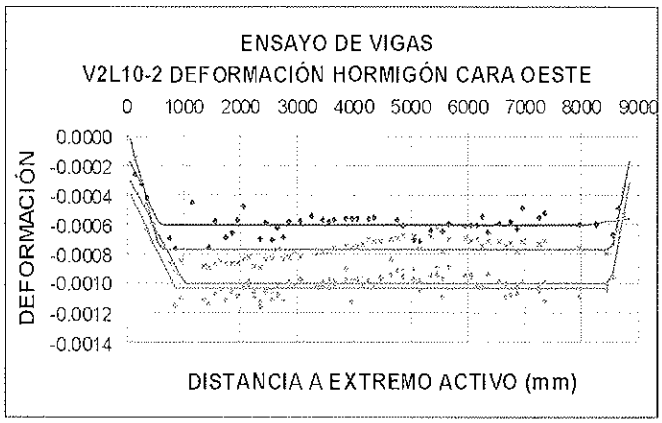


Figura 15. Evolución de la LT de una viga de HL10-2.

Tabla 8. Resultados de la LT en los ensayos de vigas

Material	LT mínima	LT máxima
HC	466 mm	1000 mm
HL10-1	527-595 mm	1010 mm
HL10-2	470 mm	1010 mm

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Como se puede observar en la Tabla 8, a pesar de la fisuración generalizada de todas las vigas, la longitud de transmisión de las vigas de HL10-1 permaneció estable con el tiempo (lo que no sucedió en los prismas), efecto que atribuimos a la armadura de confinamiento dispuesta. De hecho, las longitudes de transmisión medidas no superan 1 m. de longitud (66 ϕ).

Ante esta situación, se decidió adoptar una nueva dosificación de hormigón ligero, HL10-2, con mayor resistencia a tracción, en detrimento de su ligereza. De esta forma, tras un ajuste de dosificaciones se obtuvo la dosificación HL10-2, cuyas propiedades se resumen en la Tabla 3. De esta forma se fabricaron en una segunda serie tres vigas de HL10-2 y tres vigas de HC, con la máxima cuantía de armadura de confinamiento adoptada en las vigas de HL10-1. La transferencia de pretensado de estas vigas y de las de HC se produjo a los 3 días.

A pesar de la elevada densidad del HL10-2 (en el límite superior de los hormigones ligeros), todas las vigas de este material presentaron fisuración longitudinal diferida, que se extendió a toda la longitud del elemento. La longitud de transmisión aparece reflejada en la Tabla 8, constatándose que la penetración de los cordones de pretensado en los extremos no superó los 2.5 mm. Por lo que respecta a las vigas de HC, ninguna viga ha fisurado hasta la fecha.

Los equipos e instrumentación empleados en la fabricación de las vigas y en su posterior ensayo fueron:

- Sistema de adquisición de datos System 5000, con 80 canales extensométricos.
- Células de carga en anclaje activo (y pasivo)
- Galgas extensométricas adheridas al cordón, paramentos de hormigón y armadura de confinamiento y cortante.
- Transductores de desplazamiento para la medida de deslizamientos del cordón en extremos de las vigas, durante la fabricación, y las flechas durante el ensayo a flexión.
- Discos de extensometría "Demec" adheridos a lo largo de una cara lateral de las vigas, cada 50 mm.
- Células de carga bajo apoyos durante ensayo.
- Gatos oleohidráulicos para aplicar la carga durante el ensayo a flexión.

Las vigas se ensayaron a rotura (ver Fotografía 6) en el CITEEC (Centro de Innovación Tecnológica en Edif. e Ing. Civil). La finalidad de estos ensayos era evaluar la capacidad resistente y acotar la longitud de anclaje. A partir de la instrumentación dispuesta durante la fabricación se analizó el comportamiento de las vigas a carga creciente. De esta forma se pudo comparar los resultados de los ensayos con las predicciones teóricas, lo que posibilitaba el diagnóstico de la forma de rotura de las vigas ensayadas y, consecuentemente, la acotación de la zona de anclaje.

Como resultado del ensayo de las vigas a rotura, se constató que:

- Las vigas de HC demostraron una elevadísima ductilidad, con flechas que superaron los 200 mm en centro luz, sin llegar a romper. El momento máximo registrado fue de 314 mkN, un 5% superior a la capacidad nominal. La longitud de anclaje de los cordones no superó los 2.75 metros (181 ϕ).
- Las vigas de HL10-1 demostraron una gran ductilidad, con flechas de hasta 130 mm. El momento máximo registrado fue de 288 mkN, un 5% superior a la capacidad nominal. La longitud de anclaje de los cordones no superó los 4.0 metros (263 ϕ), a pesar de la fisuración longitudinal.
- Las vigas de HL10-2 presentaron flechas de hasta 145 mm. El momento máximo registrado fue de 304 mkN, superior en un 5% a la capacidad nominal. La longitud de anclaje de los cordones quedó por debajo de los 3.25 metros (214 ϕ), a pesar de la fisuración longitudinal.

8. ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos en los tres ensayos para la zona LT y la zona LC se compararon entre sí y con las distintas normativas internacionales, para observar el nivel de ajuste de los distintos códigos.

8.1. Análisis comparativo de resultados en la zona LT

El ensayo de pórtico realizado permite realizar predicciones de LT a partir de la FUA. Las condiciones de ensayo son, en general, favorables respecto a la situación real (cordón vertical, mayor recubrimiento) por lo que se aplican a los resultados los coeficientes que contempla el Código Modelo 1990. A partir de la FUA, por tanto, se pueden obtener dos cotas (superior e inferior) de LT como sigue:

$$LT_{max} = \ell_{bpt,max} = \pi_1 \cdot \pi_2 \cdot P/(FUA_{min,\ tras\ deslizamiento})$$

$$LT_{min} = \ell_{bpt,min} = P/(FUA_{max,\ antes\ de\ deslizamiento})$$

donde π_1 y π_2 se presentan en las Tablas 9 y 10, extraídas del Código Modelo[2].

Se extrapolaron diferentes formulaciones de la longitud de transmisión a la edad de transferencia, a los hormigones ligeros ensayados, fuera de su campo de aplicación. Se compararon estas predicciones con los resultados experimentales en los prismas. Como resultado de este análisis, se dedujo que las formulaciones que mejor acotan los resultados de los prismas son la formulación del Código Modelo para la cota superior, y el método planteado del pórtico LT para la cota inferior. Esto aparece reflejado en la Figura 16, en la que se representan los resultados experimentales de longitud de transmisión, y las predicciones (método de los pórticos y Código Modelo) frente a la densidad del material considerado, para los elementos de HL. Como se puede observar, en este caso se aprecia que, a mayor densidad, menor es la longitud de transmisión. No se apreció una tendencia conjunta de los hormigones ligeros y el hormigón de referencia.

De los resultados experimentales se confirma que los hormigones ligeros presentan una mayor capacidad adherente

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

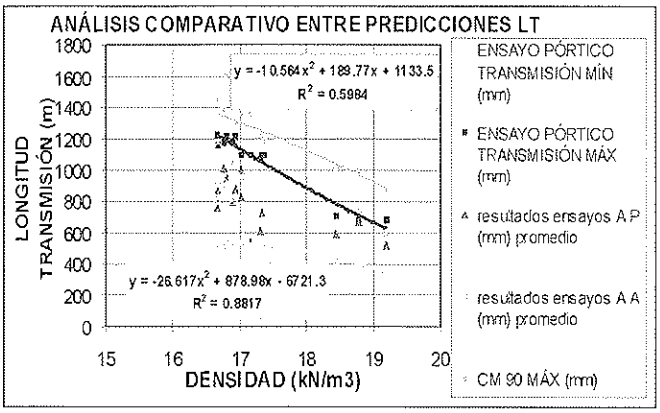


Figura 16. Análisis comparativo de las predicciones de LT para HL.

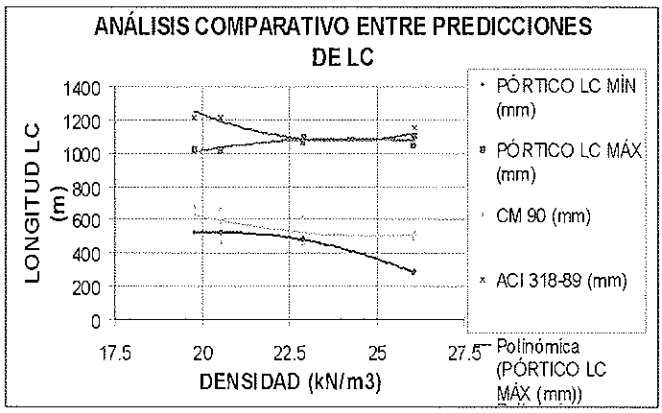


Figura 17. Análisis comparativo de las predicciones de LC.

Tabla 9. Coeficiente de corrección π_1 según la situación frente a la adherencia.

Situación respecto a la adherencia	Favorable/ Desfavorable	π_1
Inclinación de menos de 45° respecto a la horizontal, en los que el espesor de hormigón fresco debajo del cordón considerado sea superior a 250 mm o que estén situados a menos de 300 mm por debajo de punto más alto de sección.	Desfavorable	1,43
Cordones situados en zonas de compactación deficiente	Desfavorable	1,43
Demás casos	Favorable	1,0

Tabla 10. Coeficiente de corrección π_2 según la forma de transferencia (CM-90).

Forma de transferir el pretensado	π_2
Transferencia gradual	1
Transferencia súbita	1.25

que el HC. Esta puede ser la causa de que, tras la transferencia, se produzca un mayor gradiente de la fuerza de pretensado a lo largo de la longitud de transmisión. A causa de esto, las tensiones de tracción originadas son superiores en la zona de transmisión, lo que unido a la resistencia a tracción más baja puede ser la causa de la aparición de fisuración por hendimiento, y del aumento considerable de la longitud de transmisión con el tiempo en los prismas.

8.2. Análisis comparativo de resultados en la zona LC

El ensayo de pórtico realizado también permite realizar predicciones de LC a partir de la FUA. No obstante, las condiciones de ensayo son, en general, favorables respecto a la situación real (cordón vertical, mayor recubrimiento) por lo que se aplican a los resultados los coeficientes que contempla el Código Modelo 1990 [2]. A partir de la FUA, por tanto, se pueden obtener dos cotas (superior e inferior) de LC como sigue:

$$LC_{max} = \ell_{bpt,max} = \pi_1 \cdot (A_p \cdot f_{pyk} - P)/(FUA_{min,\ tras\ deslizamiento})$$

$$LC_{min} = \ell_{bpt,min} = (A_p \cdot f_{pyk} - P)/(FUA_{max,\ antes\ de\ deslizamiento})$$

siendo:

f_{pyk} límite elástico característico del pretensado

A_p área del cordón de pretensado

y donde π_1 se presenta en la Tabla 9[2].

En la Figura 17 se comparan las predicciones proporcionadas, para la longitud complementaria a tracción, por las diferentes formulaciones: ensayo de pórtico LC, Código Modelo [2] y normativa ACI 318-99 [9]. Estas formulaciones establecen las longitudes complementarias a tracción para hormigones convencionales. En este apartado hemos extrapolado las formulaciones para el caso de hormigón ligero, para compararlas con las predicciones del ensayo de pórtico. Como se puede observar, hay una cierta similitud entre la predicción de la cota superior de la longitud complementaria a tracción y la formulación de la ACI[9] en el caso del HC (máxima densidad). La tendencia de la formulación de la ACI[9] parece más coherente con la realidad: a mayor densidad, menor es la longitud complementaria a tracción obtenida. La formulación del Código Modelo proporciona valores similares a los estimados a partir del ensayo de pórtico LC para la cota inferior de la longitud complementaria a tracción. Las cotas inferiores predichas por el ensayo del pórtico presentan una tendencia a disminuir a medida que aumenta la densidad. Para confirmar estos aspectos es necesario profundizar en el conocimiento de la zona LC de los hormigones ligeros.

9. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y PERSPECTIVAS DE FUTUROS TRABAJOS

Del trabajo desarrollado pueden derivarse numerosas conclusiones, que agrupamos en las siguientes categorías:

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

- **Conclusiones de los ensayos de pórtico**

1. Se han establecido las bases de 2 ensayos de pórtico sencillos, seguros y sistemáticos, que posibilitan la simulación de las zonas de transmisión y complementaria a tracción. Creemos que estos ensayos proporcionan resultados valiosos sobre el comportamiento adherente de la armadura pretesa.

2. Se ha desarrollado un método semiempírico de acotación de la longitud de transmisión y de la longitud complementaria a tracción, a partir de los resultados de los ensayos de los pórticos, que presenta una buena correlación con las formulaciones existentes.

3. Los ensayos de pórtico LT y LC han demostrado que el hormigón ligero presenta una mayor capacidad adherente que el hormigón convencional, y que presentan una mayor sensibilidad frente a fenómenos diferidos, lo que unido a la menor resistencia a tracción sostenida del HL implica un mayor riesgo de fisuración que el hormigón convencional.

4. El cociente entre la fuerza unitaria adherente de los ensayos de pórtico en la zona de transmisión y la zona complementaria a tracción varía entre 1.4 y 3.5, por lo que la longitud de transmisión presenta una mayor capacidad adherente que la longitud complementaria a tracción, debido al efecto Hoyer y a la rectificación de los alambres durante la transferencia. Estos resultados coinciden con los resultados experimentales y con las diferentes formulaciones.

- **Conclusiones de los ensayos de prismas**

5. Se ha desarrollado un procedimiento de ensayo de prismas que proporciona información valiosa sobre la evolución de la longitud de transmisión con el tiempo, las pérdidas de pretensado y sobre la sensibilidad a la fisuración.

6. Todos los prismas de hormigón ligero fabricados han experimentado fisuración diferida, en todo el elemento, y un aumento de la longitud de transmisión hasta valores no convergentes al cabo de un año. Esto implica que se han producido pérdidas de pretensado, generalizadas a todo el elemento.

- **Conclusiones de los ensayos de vigas**

7. Todas las vigas de hormigón ligero han experimentado fisuración diferida en todo el elemento. La armadura de confinamiento no evita la fisuración en hormigón ligero, pero conduce a valores de longitud de transmisión estables con el tiempo. Los valores de LT estimados en las vigas fueron un 40% menores que los de los prismas del mismo material. En ningún caso la longitud de transmisión superó los 1500 mm.

8. Todas las vigas ensayadas superaron su capacidad nominal a flexión, valor que se produce en dominio dúctil. El coeficiente de seguridad global (cociente entre el momento último y el de fisuración) ha sido en todos los casos superior a dos (25).

- **Conclusiones del análisis comparativo de resultados**

Se realizó un análisis comparativo de resultados de los diferentes ensayos realizados, como consecuencia del cual se constató que:

9. Los resultados de los ensayos de los pórticos se ajustan a los resultados obtenidos en prismas y vigas.

10. Los ensayos de los pórticos permiten acotar inferior y superiormente la longitud de transmisión.

11. Se han manifestado diferencias de comportamiento grandes entre los hormigones ligeros y el hormigón convencional: el hormigón ligero presenta mayor capacidad adherente que el hormigón convencional, lo que conduce a valores de longitud de transmisión menores a la edad de transferencia.

12. Una menor longitud de transmisión conlleva un mayor gradiente de la fuerza de pretensado a lo largo de la zona de transmisión, lo que conduce a mayores tracciones transversales.

13. Los ensayos de pórtico LC proporcionan predicciones de la longitud complementaria a tracción similares al resto de las normativas: Código Modelo y ACI, para hormigón convencional.

- **Conclusiones generales**

14. Se han constatado fenómenos de fisuración diferida en el hormigón ligero, lo que tiene consecuencias sobre los criterios de diseño de elementos pretensados de este material.

15. La disposición de armadura pasiva, según recomendaciones, ha sido insuficiente para prevenir y/o limitar la fisuración longitudinal en las vigas de hormigón ligero. Esta fisuración ha sido excesiva (abertura de fisuras de 0.1 a 0.2 mm) y compromete la durabilidad.

16. Se han acotado las longitudes de anclaje del hormigón convencional (menor que 2.75 m=181ϕ, valor similar el predicho por la formulación de la EHE), HL10-1(menor o igual que 4.0 m=263ϕ, un 45% superior al hormigón convencional), HL10-2 (menor que 3.25 m=214ϕ, un 18% superior al hormigón convencional).

17. Estimamos que no es viable fabricar vigas de hormigón ligero en sustitución de hormigón convencional, sin mayor investigación de criterios de diseño y armado.

- **Recomendaciones**

Tras el estudio surgen las propuestas siguientes:

A. Las propiedades observadas en HL10-2 (con una densidad de 2000 kg/m^3) aconsejan revisar el límite inferior del campo de aplicación de las normativas de hormigón estructural.

B. Estimamos que es más ajustada una definición de longitud de anclaje en las normativas acorde con la teoría de

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

los estados límites: "se define longitud de anclaje como la necesaria para anclar la fuerza correspondiente a la tensión de cálculo del pretensado traccionado (σ_{pd}), tensión definida por el dominio de rotura".

C. Los valores de longitud de transmisión determinados experimentalmente sobrepasan los predichos por la formulación del Eurocódigo para hormigón ligero. Convendría contemplar la experimentación efectuada en las próximas revisiones de esta normativa.

- **Perspectivas de futuros trabajos**

Las incógnitas que siguen abiertas y las surgidas a partir de este trabajo sugieren avanzar en las siguientes direcciones:

a) Profundizar en ensayos de caracterización de las propiedades adherentes de armadura pretesa. En este estudio se recomiendan los ensayos de pórtico LT y LC.

b) Investigar los límites inferiores de la edad de transferencia en vigas de hormigón convencional, a fin de reducir costes de producción.

c) Continuar la investigación en hormigones ligeros: estudio de propiedades diferidas, empleo de cordones compactos, armaduras no metálicas, elementos mixtos hormigón ligero/hormigón convencional,...

d) Aplicar los métodos numéricos, con la base de éstos y otros ensayos, para simular tanto la transferencia como el comportamiento en servicio de la armadura activa adherente.

e) Estimamos necesaria una campaña adicional de ensayos de pórticos y vigas, para calibrar el método de ensayo de los pórticos, para una posible normalización de los mismos.

AGRADECIMIENTOS

La investigación desarrollada fue posible gracias al Convenio de Corporación Noroeste con la Fundación de la Ingeniería Civil de Galicia, y a los Proyectos de Investigación XUGA22801A97 y CICYT MAT20001-0765, concedidos por la Xunta de Galicia y el Ministerio de Ciencia y Tecnología respectivamente a la Universidad de La Coruña. Queremos agradecer la valiosa colaboración de D. Humberto Vázquez, D. Arturo Martínez y D. Marcos Fernández. Asimismo deseamos agradecer el asesoramiento de D. Juan Rabuñal en la instrumentación, y el buen hacer de todas las personas que han participado en esta investigación.

REFERENCIAS

1. Weerasekera, I.R.; *Transfer and Flexural Bond in Pretensioned Prestressed Concrete;* Tesis Doctoral; UMI; Michigan, 1991.

2. CEB-FIP; *Código Modelo CEB-FIP 1990 para Hormigón Estructural;* Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; 1990.

3. EHE *Instrucción de Hormigón Estructural;* Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de Fomento; 2ª Reimpresión; Marzo, 1998.

4. *Moustafa Pull-Out Test Procedure;* PCI, Precast/Prestressed Concrete Institute; Agosto, 1996.

5. Eurocódigo 2: *Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte 1-4: Reglas generales. Hormigón de árido ligero de textura cerrada;* AENOR; 1996.

6. Hoyer, E.; Friederich, E.; *Beitrag zur Frage der Haftspannung in Eisenbeton-bauteilen;* Beton und Eisen; Vol. 50, No. 9, pp. 717-736; Berlín; 1939.

7. Armstrong, W.E.I.; *Bond in Prestressed Concrete;* Journal of the Institution of Civil Engineers; Vol. 33, No. 1, pp. 19-40; Noviembre, 1949.

8. Marshall, G.; *End Anchorage and Bond Stress in Prestressed Concrete;* Magazine of Concrete Research; Vol. 1, pp. 123-127; London; Diciembre, 1949.

9. ACI Committee 318; *Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99);* American Concrete Institute, Michigan, 1ª ed.; 1999.

10. Cousins, T.E.; Johnston, D.W.; Zia, P.; *Bond of Epoxy Coated Prestressing Strand;* Final Report, Research Project, Center for Transportation Engineering Studies; North Carolina States University; Diciembre, 1986.

11. Federal Highway Administration; *An Analysis of Transfer and Development Lengths for Pretensioned Concrete Structures;* U.S. Department of Transportation; RD-94-049; Diciembre, 1994.

12. Den Uijl, J.A.; *Background of the CEB-FIP Model Code 90 Clauses on Anchorage and Transverse Tensile Actions in the Anchorage Zone of Prestressed Concrete Members;* 28th CEB Plenary Session; pp. 71-94; Viena; Septiembre, 1991.

13. Abrishami, H.H.; Mitchell, D.; *Bond Characteristics of Pretensioned Strand;* ACI Materials Journal; Vol. 90, No. 3, pp. 228-235; ACI; Mayo-Junio, 1993.

14. Rose, D.R.; Russell, B.W.; *Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand;* PCI Journal; Vol. 42, No. 4, pp. 56-80; Julio-Agosto, 1997.

15. PCI Design Handbook; *Precast and Prestressed Concrete;* Precast/Prestressed Concrete Institute; 1999.

16. Tanska, M.; *Lätt Balast i Betongskonstruktiones med hög Hållfasthet;* Nordisk Betong; No. 3, pp. 46-48; 1980.

17. Vázquez Herrero, Cristina; *Estudio comparativo de las propiedades de adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de altas prestaciones iniciales*, Tesis doctoral, Universidad de La Coruña, Diciembre 2000.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

18. Martínez Abella, F.; Vázquez Herrero, C. et al.; *Adherencia entre el Hormigón y el Acero en Elementos Pretesos de Hormigón de Altas Prestaciones Iniciales: Objetivos del Proyecto y Planteamiento de los Ensayos.* 1º Congreso de Puentes y Estructuras; ACHE; Noviembre, 1999.

19. Vázquez Herrero, C.; Martínez Abella, F. et al.; *Adherencia entre el Hormigón y el Acero en Elementos Pretesos del Hormigón de Altas Prestaciones Iniciales: Desarrollo Experimental y Resultados;* 1º Congreso de Puentes y Estructuras; ACHE; Noviembre, 1999.

20. High Performance Structures and Composites, WIT Press, 2002. Capítulo: Martínez-Abella, F.; Vázquez-Herrero, C.; *Transfer length of high performance pretensioned concrete elements,* Southampton 2002.

21. UNE 7-436-82 *Método de Ensayo para la Determinación de las Características de Adherencia de las Armaduras de Pretensado;* IRANOR; Madrid, 1982.

22. CEB, Task Group VI/1, Anchorage Zones; Bulletin d'Information Nº 181 *Anchorage Zones of Prestressed Concrete Members* State-of-the-Art Report; CEB, Lausanne, 1987.

23. Fouré, B.; *Résistance Potentielle a Long Terme du Béton Soumis a une Contrainte Soutenue;* Béton; No. 431, pp. 47-63; Enero, 1985.

24. CUR Report 173; *Structural Behavior of Concrete with Coarse Lightweight Aggregates;* Centre for Civil Engineering Research and Codes; CUR, Gouda; Netherlands, 1995.

25. Martínez Abella, F.; *Investigación Teórica y Experimental sobre el Comportamiento de Losas de Hormigón Pretensado con Armaduras Postesas no Adherentes;* Tesis Doctoral, UPC, Julio 1993.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Departamento de Ingeniería de la Construcción

SEMINARIO

Comportamiento y cálculo a cortante de estructuras de hormigón. Planteamientos normativos

Barcelona, 12 de junio de 2003

Objetivos del seminario

La entrada en vigor de la Instrucción EHE de Hormigón Estructural y de la Instrucción EFHE para forjados unidireccionales, conjuntamente con el desarrollo de nuevos materiales de construcción como el hormigón de altas prestaciones, el hormigón con fibras o el hormigón con áridos reciclados, ha motivado en España que se reabra el debate de la resistencia acortante en elementos de hormigón estructural. Además, la mayor presencia que en la actualidad está alcanzando el Eurocódigo 2 como una normativa común Europea y sus diferencias de planteamiento respecto a la EHE en lo referente al Estado Límite Último de resistencia a cortante, hace necesario iniciar un período de reflexión acerca de los planteamientos normativos actuales y de las líneas abiertas de investigación en este campo.

El seminario, que cuenta con la participación del Prof. Michael Collins del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Toronto, una de las máximas autoridades mundiales en el tema, pretende reunir por un día a los investigadores españoles que en la actualidad están involucrados en el estudio del comportamiento del hormigón estructural, y especialmente en la resistencia a cortante, para intentar aunar esfuerzos en un tema de candente actualidad.

El seminario va también especialmente dirigido a proyectistas de estructuras de obra civil y edificación que, con su experiencia en el día a día de la construcción, van sin duda a ayudar a identificar los problemas a resolver y, por tanto, las líneas prioritarias de investigación a desarrollar.

PROGRAMA

9.30 - 9.45 Presentación de la Jornada a cargo de Antonio Marí
Catedrático de Universidad. ETS. Ingenieros de Caminos de Barcelona. UPC.

9.45 - 10.45 Conferencia Invitada. Prof. Michael P. Collins: "Recent advances and future developments on shear strength of concrete structures"
University Professor at the Civil Engineering Department of the University of Toronto. Canada.

10-45 - 11.05 Pausa. Café

11.05 - 11.30 Hugo Corres: "Cortante y punzonamiento en el nuevo Eurocódigo EC-2"
Catedrático de Universidad. ETS. Ingenieros de Caminos de Madrid. UPM.

11.30 - 11,55 Ravindra Gettu: "Resistencia a cortante en hormigón con fibras".
Dr. Ingeniero Civil. Director del Laboratorio de Tecnología de Estructuras UPC.

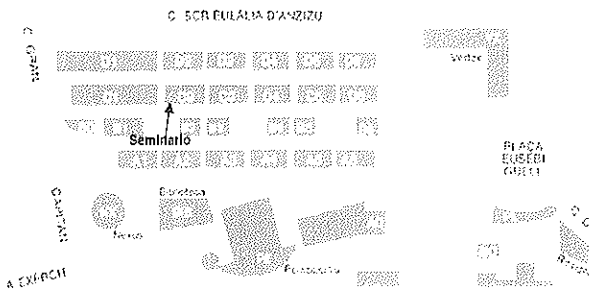
11.55 - 12.20 Ángel Aparicio: "Rotura a cortante por compresión del alma"
Catedrático de Universidad. ETS. Ingenieros de Caminos de Barcelona. UPC.

12.20 - 12.45 Antoni Cladera: "Cortante en hormigón de alta resistencia y propuesta de formulación"
Dr. Ingeniero de Caminos. Profesor asociado ETS. Ingenieros de Caminos de Barcelona. UPC.

13.00 - 13.45 Mesa redonda: "Líneas abiertas de investigación en esfuerzo cortante". Michael P. Collins, Fernando Martínez[1], Pedro Miguel Sosa[2], Hugo Corre, Ravindra Gettu, Ántel Aparicio y Antoni Cladera. Moderada por Antonio Marí.

[1] Profesor titular de Universidad. ETS Ingenieros de Caminos de A Coruña. Universidad de A Coruña.

[2] Catedrático de Universidad. ETS Ingenieros de Caminos de Valencia. UPV



LUGAR:
Sala de actos de la E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya.
Campus Nord de la UPC, Edificio C-2.
Jordi Girona 1-3, 08034 Barcelona

INSCRIPCIÓN:
Inscripción gratuita. Se ruega reservar plaza con antelación contactando vía telefónica, por FAX o por correo electrónico con:

Silvia Borges
Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Tel. 93 401 57 62. Fax: 93 401 10 36
E-mail: silvia.borges@upc.es

COLABORAN:
ACHE- Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural.
ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Associació de Consultors d'Estructures de Catalunya
Departamento de Ingeniería de la Construcción - UPC

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

El ensayo de tracción uniaxial para hormigón reforzado con fibras de acero

The uniaxial tensile test for steel fibre reinforced concrete

Bryan E. Barragán[1]
Doctor Ingeniero en Construcciones

Ravindra Gettu[1]
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Raul L. Zerbino[2]
Doctor Ingeniero Civil

Miguel A. Martín[1]
Técnico de Laboratorio

[1] Laboratorio de Tecnología de Estructuras, Universitat Politècnica de Catalunya
Jordi Girona 1-3, Edificio C1, E-08034 Barcelona, España
[2] CONICET, LEMIT - Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de La Plata, Argentina

RESUMEN

Recientemente el Comité TC 162 de RILEM (2001) que trata la caracterización y cálculo de hormigones reforzados con fibras metálicas, ha propuesto una recomendación para obtener la relación tensión versus apertura de fisura en a tracción de estos materiales, dado que ésta constituye el aspecto más importante que caracteriza su comportamiento mecánico. El presente trabajo analiza la robustez del ensayo recomendado a través de un estudio paramétrico de las características geométricas de la probeta. Además, la metodología fue utilizada para evaluar el comportamiento de testigos extraídos de elementos de mayor tamaño. Asimismo se analizó la influencia de la dirección de extracción del testigo con respecto a la orientación preferencial de las fibras debida a la vibración utilizada para la compactación del hormigón. Para desarrollar un mejor análisis del comportamiento del hormigón y obtener parámetros de aplicación práctica, se introducen conceptos tales como rotación relativa del plano de fisuración, fibras eficaces y resistencia equivalente a tracción de post-pico.

SUMMARY

A RILEM Recommendation (2001) has been proposed for obtaining the tensile stress versus crack opening response of steel fibre reinforced concrete, which is probably the most important aspect of its mechanical performance. The present study analyses the robustness of the recommended test through a parametric study of the geometrical characteristics of the specimen. Furthermore, the methodology is extrapolated to cores extracted from cast elements. Also, the effect of the coring direction with respect to the preferential fibre orientation caused by the vibration during compaction is examined. Concepts such as relative crack face rotation, effective fibre count and equivalent post-peak tensile strength are introduced to analyse the behaviour and to obtain parameters for practical applications.

1. INTRODUCCION

Una de las características más importantes del comportamiento mecánico de los hormigones reforzados con fibras (HRF) es, probablemente, su respuesta a tracción uniaxial y, más específicamente, la función tensión - apertura de fisura. Esta puede ser obtenida a través de un ensayo de tracción uniaxial tal como se indica en la recomendación de RILEM propuesta recientemente [1], donde se aplica carga sobre un cilindro entallado. El ensayo se realiza mediante un sistema servohidráulico con control por lazo cerrado que utiliza la señal de apertura de fisura como variable de control.

La citada recomendación puede ser considerada como el resultado de trabajos anteriores que utilizaron prismas y cilindros con entalla y cabezales fijos para determinar el comportamiento constitutivo del HRF a tracción [2-7]. Este ensayo surge de la necesidad de definir la relación fundamental tensión-apertura de fisura (σ-w) [8] a ser empleada en el análisis estructural basado en la mecánica de fractura o teorías similares y obtener parámetros de tenacidad que puedan ser

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

incorporados en el cálculo estructural.

El presente trabajo analiza la robustez del ensayo recomendado a través de un estudio paramétrico de las características geométricas que pueden influenciar la respuesta σ-w. Además, la metodología fue utilizada para evaluar el comportamiento de testigos extraidos de elementos de mayor tamaño; asimismo se verificó la influencia de la dirección de extracción del testigo con respecto a la orientación preferencial de las fibras debida a la vibración utilizada para la compactación. Para desarrollar un mejor análisis del comportamiento del hormigón y obtener parámetros de aplicación práctica se introducen conceptos como rotación relativa del plano de fisuración, fibras eficaces y resistencia equivalente a tracción de post-pico.

2. MATERIALES Y PROBETAS EMPLEADAS

Se utilizó en los ensayos un hormigón con una resistencia característica de 30 MPa, que contenía 40 kg/m^3 de fibras conformadas de acero de bajo carbono Dramix RC 80/60 BN. En la Tabla 1 se indica la composición del hormigón y en la Tabla 2 las propiedades de las fibras suministradas por el fabricante.

Tabla 1. Composición del hormigón.

Cemento (CEM I 52.5R)	349 kg/m^3
Grava (5-12 mm)	978 kg/m^3
Arena (0-5 mm)	873kg/m^3
Agua adicionada (5-12 mm)	205kg/m^3
Fibras	40 kg/m^3
Superfluidificante (Naftalénico) (extracto sólido/Cemento, en pero)	0.25%
Relación agua/cemento	0.57%

Tabla 2. Propiedades de la fibra empleada.

Longitud	60 mm
Diámetro	0.75 mm
Resistencia	1 GPa
Elongación máxima	> 0,8%

Se prepararon tres amasadas de 250 litros del mismo hormigón utilizando una mezcladora de acción forzada de eje vertical. El valor medio del asentamiento en el Cono de Abrams fue igual a 70 mm y la resistencia a compresión medida sobre probetas cilíndricas de 150x300 mm a la edad de 70 días alcanzó el valor medio de 41.1 MPa.

El estudio comprende 3 series de ensayos cuyos objetivos, probetas empleadas y variables se presentan en la Tabla 3. La primera serie analiza el efecto de la esbeltez (es decir, la relación altura/diámetro de la probeta) dentro del rango de 1 a 3; la profundidad de entalla se mantuvo igual a 15 mm, que representa un 10 % del diámetro de las probetas, tal como indica la citada recomendación [1]. En la segunda serie se estudió el efecto de la profundidad de entalla, con valores de 10 a 20 mm, utilizando probetas cilíndricas de 150x150 mm. En la tercera serie se realizaron ensayos sobre testigos extraídos en distintas direcciones: vertical (paralela a la dirección de llenado) y horizontal. En todos los casos se ensayaron 5 probetas como mínimo.

Se moldearon cilindros de 150 mm de diámetro y 300 ó 450 mm de altura, los que fueron compactados en tres capas mediante una barra metálica. Los cilindros de 150 mm de altura fueron cortados del sector medio de probetas de 300 mm de altura. Adicionalmente se moldearon prismas de 150x150x600 mm que fueron compactados sobre una mesa vibradora; de dichos prismas se extrajeron testigos de 93 mm de diámetro. Todas las probetas fueron desmoldadas a las 24 horas y curadas durante 28 días en cámara húmeda (20 ± 2° C y 98% H.R.); a partir de entonces se mantuvieron en ambiente de laboratorio hasta el momento de ensayo. Previo al ensayo se realizaron las entallas circunferenciales en la mitad de la altura de las probetas utilizando una sierra cinta diamantada.

3. DETALLES DE ENSAYO

Los ensayos de tracción se realizaron utilizando una configuración con los cabezales de carga fijos, es decir sin rotación de los extremos de la probeta. Para ello se pegaron ambos extremos a los platos de carga de la máquina de ensayo mediante un adhesivo (HBM X60-NP) de curado rápido (cerca de 15 minutos). La operación de pegado de cada extremo se realizó por separado, empezando por el inferior, y

Tabla 3. Series de ensayos de tracción uniaxial.

Objetivo	Probetas	Variables
Estudiar el efecto de la esbelez	Cilindros de 150 mm de diámetro con entallas de 15 mm de profundidad	Altura de las probetas: 150, 300 y 450 mm
Esutdiar el efecto de la pronfundidad de entalla	Cilintros de 150 mm de diámetro y 150 mm de altura	Profundidad de entalla: 10, 15 y 20 mm
Comparar la respuesta de probetas moldeadas y testigos	Testigos cilíndros de 93 mm de diámetro y 100 mm de altura con profundidad en entalla de 9.3 mm	Dirección del testigo respecto al llenado: vertivcal, horizontal

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

aplicando una pequeña carga (aproximadamente 1.5 kN) durante el curado del adhesivo. De este modo se evitó cualquier tipo de error en el alineamiento de la probeta con respecto al eje de la máquina.

Los ensayos fueron realizados en un sistema servo-hidráulico Instron, utilizando como variable de control la apertura de la fisura (CMOD) obtenida como promedio de las lecturas de tres extensómetros de 2.5 mm de recorrido y 25 mm de base de lectura, ubicados alrededor del cilindro a 120º uno del otro. En el caso de las probetas moldeadas se registraron otras tres medidas de la apertura de la fisura mediante transductores LVDT (de 5 mm de recorrido) también montados, a 120º uno del otro, entre dos anillos ubicados a ambos lados de la entalla (ver Figura 1).

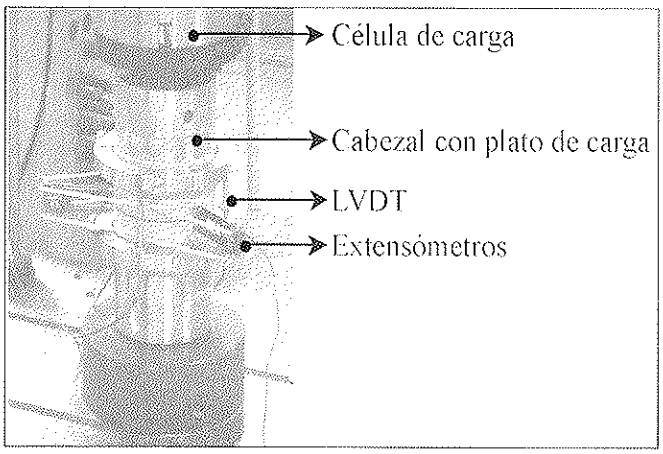


Figura 1. Configuración del ensayo sobre probetas moldeadas.

Se empleó la siguiente secuencia de velocidades de desplazamiento promedio ($\bar{\delta}$): 5µm/min hasta $\bar{\delta}$=50 µm, luego 100 µm/min hasta $\bar{\delta}$=1000 µm y finalmente 500 µm/min hasta $\bar{\delta}$=2000 µm. Todas las lecturas fueron registradas a través de la unidad de adquisición de datos del sistema de ensayo.

4. PROPIEDADES ESTUDIADAS

Para analizar la influencia de los parámetros geométricos de las probetas en la respuesta a tracción uniaxial se han cuantificado diversas propiedades, tal como se detalla a continuación. Se considera como ejemplo la respuesta típica de un cilindro de 150 mm de altura y 150 mm de diámetro con una entalla de 15 mm de profundidad.

4.1.Curva σ-w

El objetivo principal de la metodología de ensayo es la determinación de la relación σ-w en base a las medidas experimentales de cargas y CMOD. Como fuera mencionado, en los ensayos de probetas se obtuvieron medidas individuales de la apertura de fisura (δ_i) por medio de tres LVDTs. Además, se obtuvo en forma directa un valor promedio del CMOD ($\bar{\delta}$) a partir de la señal de otros tres extensómetros. En la Figura 2 se representan las curvas típicas de carga (P) versus δ_i, donde cada curva corresponde a la lectura de un LVDT. Es posible apreciar que las curvas son similares cuando se considera el rango de todo el ensayo y prácticamente coinciden para CMOD mayores a 100 µm. Sin embargo, como se observa en la ampliación de la Figura 2, para valores pequeños de CMOD existen diferencias significativas entre las medidas individuales. Estas diferencias pueden atribuirse a un crecimiento asimétrico de la fisura en la matriz, que puede dar lugar a, incluso, algún cierre de la misma (o CMOD negativo) cuando inicia la propagación; por ejemplo, las lecturas inicialmente negativas de δ_3 indican el cierre de la apertura de fisura en este punto. Lo expuesto también se aprecia en la Figura 3 que representa la variación de los desplazamientos individuales con relación al promedio; resultados similares fueron obtenidos por Casanova [3]. No obstante, es importante destacar que la posterior respuesta debida a la presencia de las fibras no resulta afectada por la asimetría de los desplazamientos iniciales.

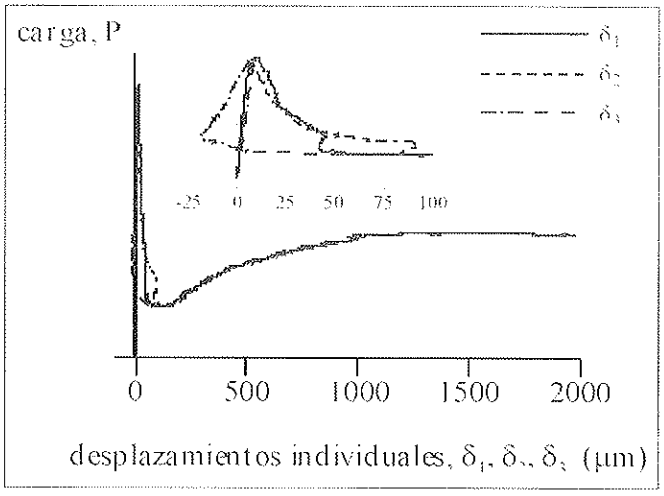


Figura 2. Respuestas carga - δ_i obtenidas en un ensayo típico.

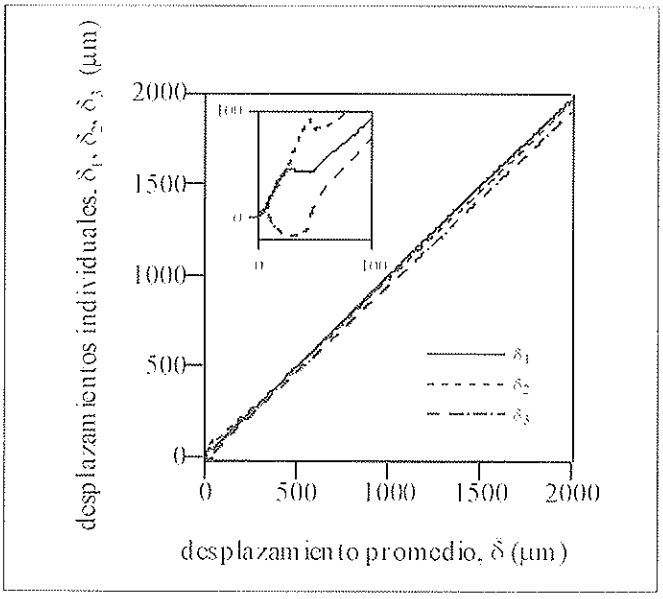


Figura 3. Desviación de las lecturas individuales de los LVDTs.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

El valor promedio de CMOD fue utilizado para obtener la curva σ-w. En la Figura 4 se comparan las curvas carga – desplazamiento obtenidas a partir de los valores promedio determinados por los dos sistemas de medición empleados, donde $\bar{\delta}$ corresponde a la señal promedio de los tres extensómetros montados directamente sobre la probeta y $\bar{\delta}_i$ al promedio de las lecturas individuales de tres LVDTs montados entre los anillos. Es evidente que las respuestas son prácticamente idénticas cuando se considera todo el rango de ensayo lo que indica que ambos sistemas resultan igualmente satisfactorios para medir el CMOD. El ancho de la fisura w, se calcula a partir del promedio de CMOD restando el valor correspondiente a la carga pico ($\bar{\delta}_{pico}$) ; es decir, $w = \bar{\delta} - \bar{\delta}_{pico}$, para $w \geq 0$. La tensión aplicada, σ, se obtiene dividiendo la carga por el área neta de la sección coincidente con la entalla. De este modo se obtiene la curva presentada en la Figura 5 que corresponde a los datos experimentales de la Figura 4.

4.2. Parámetros de Tensión y Tenacidad

Para realizar un análisis cuantitativo de la respuesta de las diferentes probetas estudiadas, se han definido varios parámetros referidos a la curva σ-w, conforme se indica en la Figura 5:

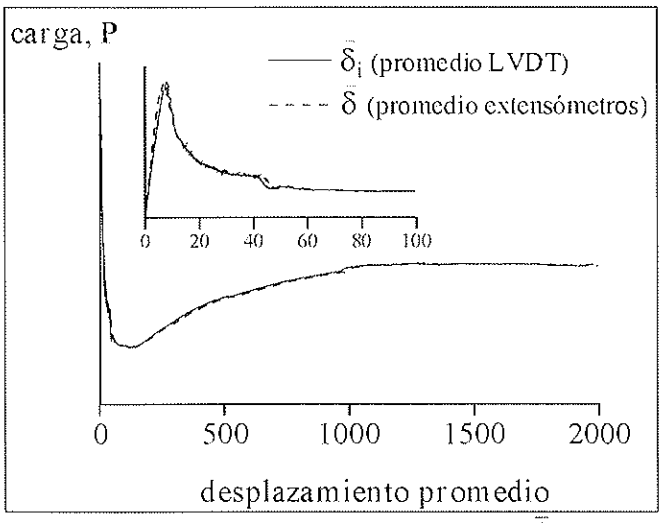


Figura 4. Respuesta carga-apertura de fisura ($\bar{\delta}$).

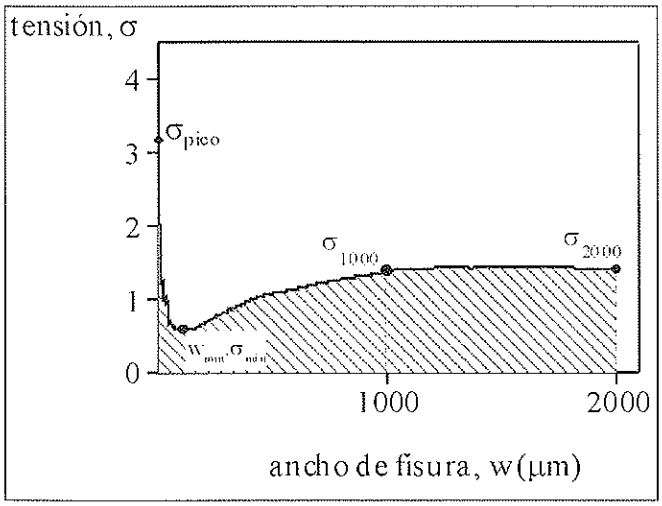


Figura 5. Curva σ-w y algunos parámetros característicos.

σ_{pico} = tensión en el primer pico (básicamente corresponde a la resistencia de la matriz)

σ_{min} = tensión mínima alcanzada después del primer pico

w_{min} = ancho de fisura correspondiente a σ_{min}

σ_{1000} = tensión para un ancho de fisura igual a 1000 μm

σ_{2000} = tensión para un ancho de fisura igual a 2000 μm

Asimismo se consideraron otros parámetros indicativos de la tenacidad del material. El primero de éstos es una medida absoluta de la tenacidad dada por el área bajo la curva σ-w hasta un ancho de fisura límite (ver área sombreada en la Figura 5). El mismo se basa en el concepto de energía de fractura obtenido como el área bajo la curva completa σ-w [9]. Por consiguiente, usando una notación similar, se calcula la tenacidad absoluta como:

$$G_F^{w_{lim}} = \int_{w=0}^{w_{lim}} \sigma(w)dw \qquad (1)$$

donde w_{lim} es el ancho de fisura límite hasta el cual se evalúa el área. Aquí se han considerado dos límites, $w = 1000$ μm y $w = 2000$ μm, que a su vez definen, respectivamente, G_F^{1000} y G_F^{2000}. Es importante destacar que los valores de $G_F^{w_{lim}}$ pueden ser considerados como parámetros característicos del material, por lo que son teóricamente independientes de la geometría o el tamaño de las probetas. Además estos valores pueden servir como parámetros de entrada en la definición de la relación constitutiva en tracción del material requerida para aplicar un análisis mediante elementos finitos en modelos como el de la fisura cohesiva o similares [10].

Otro parámetro de tenacidad considerado es la resistencia equivalente a tracción $f_{eq}^{tw_{lim}}$ calculada como:

$$f_{eq}^{t,w_{lim}} = \frac{G_F^{w_{lim}}}{w_{lim}} \qquad (2)$$

Nótese que $f_{eq}^{tw_{lim}}$ representa un promedio de la resistencia de post-pico dentro de un rango de apertura de fisura w (esto es, 0 a w_{lim}). Los valores de $f_{eq}^{tw_{lim}}$ reflejan la resistencia de tracción residual y pueden ser usados en modelos donde la curva σ-w es representada por una caída vertical desde la resistencia a tracción seguida por una resistencia residual constante ("drop-constant σ-w models") [11]. El valor límite de w_{lim} puede ser adoptado en función del ancho máximo de apertura de fisura a ser considerado en el análisis.

4.3. Rotación de los planos de fisuración

Como se ha observado anteriormente, pueden existir diferencias significativas en las lecturas individuales de los LVDTs para pequeños desplazamientos $\bar{\delta}$, lo que indica alguna rotación relativa entre las caras de la fisura. Esto puede deberse a una fractura asimétrica, con una fisura que se inicia en un punto de la entalla y luego se propaga a lo largo del área

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

de ligamento. La rotación debido a la fractura asimétrica ha sido previamente estudiada en detalle para el caso de paneles con doble entalla por investigadores como Hordijk [12]. Sin embargo, ene le presente caso dicho análisis es complicado ya que la propagación de la fisura a los largo del plano de entalla es bidimensional. Para cuantificar la asimetría de la apertura de fisura, se ha calculado la rotación relativa de las caras de la fisura a partir de las lecturas individuales de CMOD, δ_i (para i= 1, 2 y 3). La rotación es dada por el ángulo entre el eje vertical y el normal al plano difinido por las lecturas en cada momento. Considerando las ubicaciones de los tres LVDTs en términos de la coordenadas (x_i, y_i) correspodientes a las lecturas δ_i, puede definirse un plano relativo de fisuración como:

$$A\,(x-x_1) + B(y-y_1) + C(z-\delta_1)=0 \qquad (3)$$

donde

$$A=\begin{vmatrix} y_2-y_1 & \delta_2-\delta_1 \\ y_3-y_1 & \delta_3-\delta_1 \end{vmatrix} \quad B=\begin{vmatrix} \delta_2-\delta_1 & x_2-x_1 \\ \delta_3-\delta_1 & x_3-x_1 \end{vmatrix} \quad C=\begin{vmatrix} x_2-x_1 & y_2-y_1 \\ x_3-x_1 & y_3-y_1 \end{vmatrix}$$

Entonces, la rotación del plano de fisuración con respecto al eje de la probeta será:

$$\alpha = tan^{-1}\left[\frac{\sqrt{A^2+B^2}}{C}\right]$$

Para explicar el comportamiento de las probetas en términos de rotación, la Figura 6 muestra la evolución de la rotación durante el ensayo considerado en el subapartado anterior hasta $\bar{\delta}$= 100 µm (izquierda) y $\bar{\delta}$= 1200 µm (derecha). Es posible observar que existe alguna pequeña rotación previa a la carga pico (punto S) que puede atribuirse tanto a la heterogeneidad de la probeta como a la existencia de imperfecciones en la disposición del ensayo. Luego la rotación aumenta mucho más desde del pico (punto S) hasta alcanzar el punto M, donde se supone que acaba la respuesta dominada por la matriz debido a la propagación no simétrica de la fisura. Posteriormente las caras de la fisura quedan conectadas únicamente por las fibras, que poseen evidentemente una distribución aleatoria (no-simétrica) que provoca un nuevo aumento de la rotación (más allá del punto F). La rotación máxima parece ser un buen indicador del grado de asimetría alcanzado en el ensayo.

4.4. Fibras totales y eficaces

Además de calcular los parámetros discutidos anteriormente, al finalizar el ensayo se contaron las fibras que atravesaban el plano de fractura de cada probeta y que quedaban expuestas al separar la probeta en dos mitades. Debido a su orientación con respecto al plano de fisuración existen fibras que no contribuyen a la capacidad resistente; entonces, a través de la observación visual se han identificado y contado las fibras "eficaces". Se supone como una fibra eficaz aquella que al ser extraída resiste la apertura de la fisura (como contraposición de aquellas que quedan simplemente despegadas debido a la fractura). En este estudio no existió ambigüedad en la identificación, ya que las fibras eficaces aparecen con sus extremos enderezados, mientras los extremos conformados de las otras permanecieron intactos.

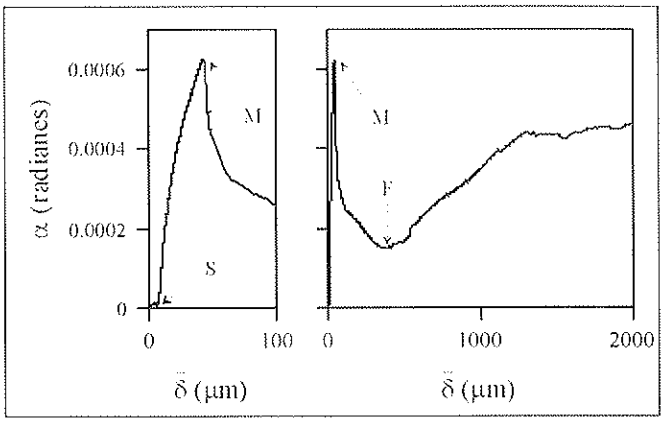


Figura 6. Rotación relativa de los planos de fisura durante el ensayo.

5. COMPORTAMIENTO DE LOS CILINDROS MOLDEADOS

5.1. Efecto de la esbeltez

Como fuera mencionado, la primera serie de ensayos se realizó sobre probetas de 150 mm de diámetro y tres alturas diferentes: 150, 300 y 450 mm (es decir, con relaciones de esbeltez, $h/Ø$, 1, 2 y 3, respectivamente). En todas ellas se realizaron entallas de 15 mm de profundidad a la mitad de la altura. En la Figura 7 se presentan las curvas promedio σ-w obtenidas. Es posible observar que no existe ningún efecto bien definido de la esbeltez y que la respuesta es similar en todos los casos.

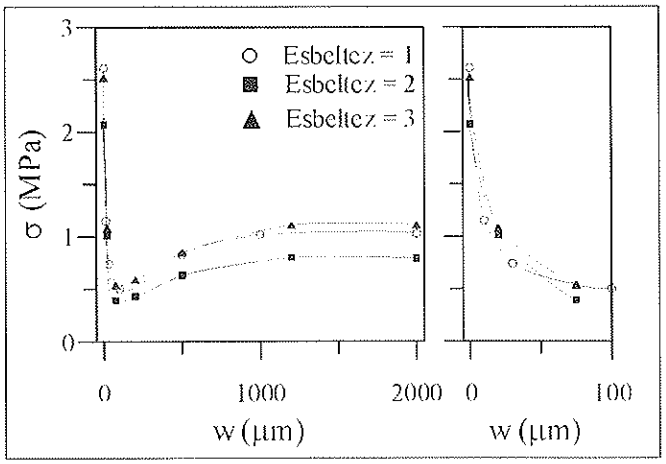


Figura 7. Curvas σ-w para probetas con diferente esbeltez.

En la Tabla 4 se incluyen los valores de los diferentes parámetros de resistencia y tenacidad obtenidos a partir de la respuesta en tracción. Nuevamente no es posible identificar ninguna tendencia con relación al efecto de la esbeltez. Los

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Tabla 4. Parámetro obtenidos para probetas de diferente esbeltez.
(Valores medios y coeficientes de variación en %)

$h/Ø$	σ_{pico} (MPa)	σ_{min} (MPa)	w_{min} (μm)	α_{pico} (10^{-3}rad)	α_{max} (10^{-3}rad)	σ_{1000} (MPa)	σ_{2000} (MPa)	G_F^{1000} (N/mm)	G_F^{2000} (N/mm)	$f_{eq}^{t,1000}$ (MPa)	$f_{eq}^{t,2000}$ (MPa)	*Fibras Total /Eficaces*
1	2,6 ±20%	0,48 ±15%	99 ±37%	0,038 ±75%	1,14 ±63%	1,0 ±28%	1,0 ±30%	0,81 ±24%	1,84 ±27%	0,81 ±23%	0,92 ±27%	62 / 34 ±17% /±34%
2	2,1 ±7%	0,30 ±16%	94 ±64%	0,047 ±22%	0,81 ±40%	0,7 ±41%	0,7 ±38%	0,60 ±36%	1,34 ±38%	0,60 ±35%	0,67 ±37%	48 / 25 ±14% /±35%
3	2,5 ±5%	0,51 ±30%	126 ±33%	0,049 ±42%	0,77 ±20%	1,1 ±42%	1,1 ±44%	0,84 ±38%	1,96 ±40%	0,84 ±38%	0,98 ±41%	70 / 41 ±36% /±38%

valores más bajos obtenidos para $h/Ø = 2$ pueden justificarse considerando las pocas fibras encontradas, en promedio, en los planos de fisuración. Los parámetros de post-pico parecen indicar que un aumento de la esbeltez conduce a un aumento en los coeficientes de variación; los parámetros que corresponden a $h/Ø = 1$ muestran en general la menor dispersión. Finalmente, los parámetros de tenacidad para $w_{lim} = 1000$ μm presentaron menor variabilidad que los determinados para $w_{lim} = 2000$ μm.

Las rotaciones relativas entre las caras de la fisura fueron calculadas según la Eq. (4). También se indican en la Tabla 4 los resultados de la rotación para la carga pico (α_{pico}) y la rotación máxima (α_{max}) alcanzada durante el ensayo. Se constata un claro efecto de la esbeltez para la rotación relativa en la carga pico, α_{pico} crece a medida que aumenta la esbeltez, lo cual puede ser justificado teniendo en cuenta el decrecimiento de la rigidez en flexión de las probetas. Sin embargo los valores son muy pequeños (menores a $5x10^{-5}$ radianes) si se comparan con la rotación máxima amax, es interesante destacar que esta última disminuye ligeramente con un aumento de la esbeltez. El orden de magnitud de la rotación máxima parece ser aproximadamente $1x10^{-3}$ radianes.

Teniendo en cuenta la menor variabilidad de los parámetros de post-pico, que constituyen el principal interés, y la dificultad de manejar probetas de gran tamaño, la relación de esbeltez 1 (es decir, un cilindro de 150x150 mm) puede ser considerada como óptima y se usará como referencia en el resto del estudio.

5.2. Efecto de la profundidad de entalla

Esta sección compara los resultados de los ensayos realizados sobre probetas cilíndricas de 150x150 mm con entallas de 10, 15 y 20 mm de profundidad. La Figura 8 muestra las curvas σ-w para los tres casos; se observa que en general el comportamiento es similar aunque las probetas con entallas de 20 mm exhiben una caída más pronunciada después del pico.

La Tabla 5 presenta los valores medios y los coeficientes de variación de los parámetros obtenidos para cada profundidad de entalla. Puede observarse que esta última sólo afecta ligeramente la tensión en el primer pico, con un mayor valor spico para las entallas más profundas. A su vez, las probetas con

Tabla 5. Parámetro obtenidos para probetas de diferente profundidades de entalla.
(Valores medios y coeficientes de variación en %)

Entalla (mm)	σ_{pico} (MPa)	σ_{min} (MPa)	w_{min} (μm)	α_{pico} (10^{-3} rad)	α_{max} (10^{-3}rad)	σ_{1000} (MPa)	σ_{2000} (MPa)	G_F^{1000} (N/mm)	G_F^{2000} (N/mm)	$f_{eq}^{t,1000}$ (MPa)	$f_{eq}^{t,2000}$ (MPa)	*Fibras Total /Eficaces*
10	2,4 ±26%	0,45 ±20%	115 ±29%	0,059 ±44%	1,46 ±18%	0,9 ±19%	0,9 ±21%	0,72 ±18%	1,66 ±19%	0,72 ±17%	0,83 ±18%	58 / 33 ±20% /±21%
15	2,6 ±20%	0,48 ±15%	99 ±37%	0,038 ±75%	1,14 ±63%	1,0 ±28%	1,0 ±30%	0,81 ±24%	1,84 ±27%	0,81 ±23%	0,92 ±27%	62 / 34 ±17% /±34%
20	2,7 ±9%	0,36 ±9%	63 ±59%	0,030 ±65%	1,60 ±37%	0,9 ±23%	0,9 ±21%	0,69 ±20%	1,64 ±20%	0,69 ±20%	0,82 ±20%	45 / 27 ±18% /±16%

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

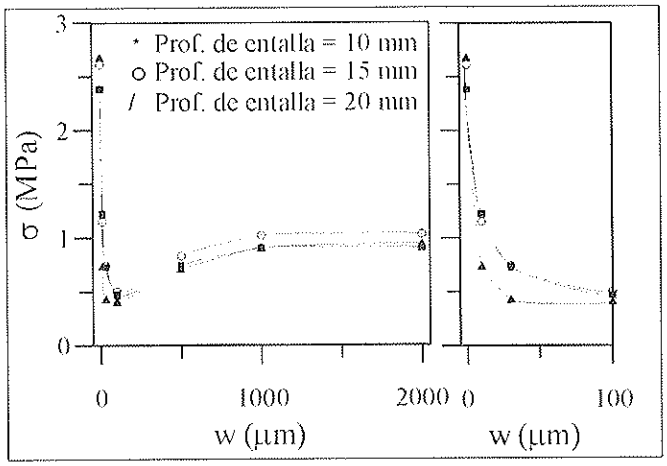


Figura 8. Curvas σ-w para probetas con diferente profundidad de entalla.

entallas de 20 mm exhiben valores de σ_{min} casi 35% más bajos que las que tienen entallas de 15 mm. De todos modos no se aprecian grandes diferencias entre las probetas con entallas de 10 mm y 15 mm de profundidad. Por otro lado, los valores de wmin disminuyen significativamente con un aumento en la profundidad de entalla reflejando una caída más abrupta después del pico, que puede atribuirse a una mayor concentración de tensiones.

Las tendencias en G_f^{wlim} y, por consiguiente en las resistencias equivalentes, resultan prácticamente independientes de la profundidad de entalla, con valores ligeramente más altos para las entallas de 15 mm. Esto puede atribuirse a que para el caso de las entallas de 10 mm el "efecto pared" afecta la orientación de las fibras cerca de la superficie de las probetas; por otro lado, las entallas de 20 mm conducen a una menor área neta, por lo que disminuye la cantidad de fibras activas. Este último efecto se refleja en el número más bajo del total de fibras que atraviesan el plano de fractura (45 fibras para la entalla de 20 mm comparada con 62 fibras para la entalla de 15 mm).

La rotación relativa en el plano de fisuración para la tensión pico, α_{pico}, disminuye a medida que aumenta la profundidad de la entalla. Por otro lado, el valor de α_{max} es prácticamente constante y del orden de 1.5 x 10^{-3} radianes.

Considerando los resultados anteriores y el hecho que una entalla poco profunda puede provocar el inicio de la fisura fuera de la sección entallada, una profundidad de 15 mm aparece como la más aceptable para el cilindro de 150 mm de diámetro (esto implica, una profundidad igual al 10 % del diámetro de la probeta).

5.3. Relación entre los parámetros de la respuesta a tracción y el número de fibras eficaces

Puede apreciarse en las secciones anteriores que la variabilidad en los parámetros de resistencia y tenacidad resulta, en ocasiones, algo elevada. A su vez, también puede variar significativamente el número de fibras observado en los planos de fisuración. Con el propósito de examinar la dependencia del comportamiento de las probetas con el número de fibras que atraviesan la fisura, en las Figuras 9 a 12 se representa la variación de cuatro parámetros representativos (σ_{pico}, σ_{min}, σ_{2000} y $f_{eq}^{1,200}$) en función del número de fibras eficaces, para todas las muestras consideradas en las secciones anteriores. Como fuera mencionado, se identifican como fibras eficaces aquellas cuyos extremos han perdido la conformación original, evidenciando que han soportado esfuerzos de tracción durante el ensayo.

Considerando la tensión en el pico, σ_{pico} (Figura 9), no se observa ninguna tendencia con respecto a la cantidad de fibras eficaces hecho que confirma que este parámetro principalmente depende del comportamiento de la matriz. En el caso de smin (Figura 10), existe alguna dependencia con la cantidad de fibras lo que indica una influencia combinada de la matriz y de las fibras en el comportamiento dentro de esta etapa. Cabe notar que en los gráficos la línea corresponde al ajuste lineal de los datos por mínimos cuadrados y R^2 es el coeficiente de regresión.

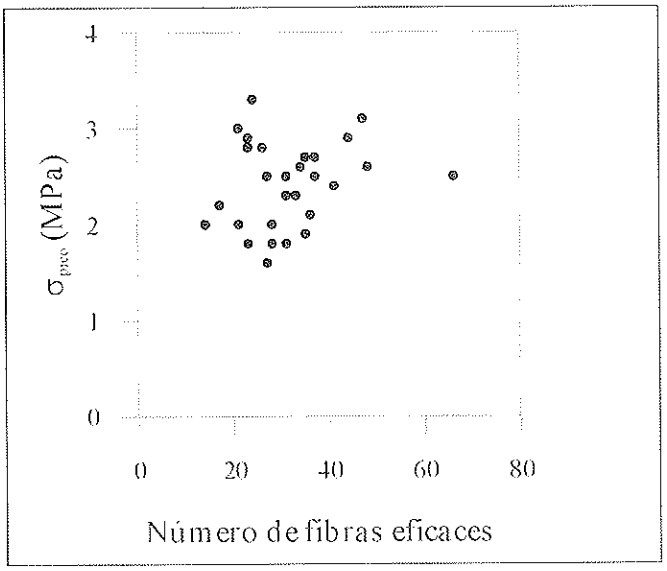


Figura 9. Variación de los valores de σ_{pico} con el número de fibras eficaces.

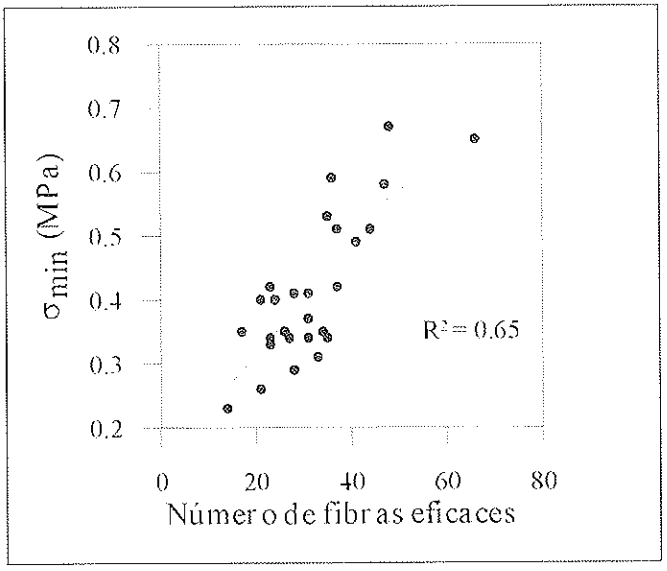


Figura 10. Variación de los valores de σ_{min} con el número de fibras eficaces.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Sin embargo, como puede verificarse en las Figuras 11 y 12, es aún más importante destacar que existe una dependencia lineal entre los parámetros de post-pico, σ2000 y $f_{eq}^{t,2000}$, y el número de fibras eficaces. Esta correlación explica el origen de la variabilidad que a veces aparece en los resultados de tenacidad. Si se tiene en cuenta que en las probetas el área de fractura es relativamente pequeña, las tendencias observadas permiten inferir que en un elemento estructural (con un área más grande) la dispersión debería ser mucho menor.

La dependencia lineal de los parámetros de post-pico con el número de fibras que atraviesan la fisura o con la densidad de fibras puede conducir a parámetros del material más fiables si es posible establecer una correlación para los diferentes tipos de hormigones y fibras. Sin embargo, para las aplicaciones prácticas, sería aún más interesante vincular la respuesta en tracción con el número total de fibras por plano de fisuración, dado que el mismo puede ser estimado por modelos como el de Stroeven [13], a partir de la cantidad de fibras presentes en el hormigón. Al respecto en la Figura 13 se representa la relación entre las fibras totales y las eficaces, que fueron observadas en los planos de fisuración de todas las probetas con entallas de 15 mm de profundidad. Se puede apreciar que existe una buena correlación entre ambas, con aproximadamente 63 fibras eficaces por cada 100 fibras en el plano de fractura. La tendencia observada implica que posiblemente la realización de estudios más extensos podría permitir establecer relaciones entre el comportamiento post-pico del hormigón con fibras y la dosis de refuerzo.

6. COMPORTAMIENTO DE LOS TESTIGOS

La metodología de ensayo aquí considerada no sólo es aplicable a cilindros moldeados sino también a testigos extraídos de estructuras existentes. Para estudiar esta posibilidad, se extrajeron testigos de 93 mm de diámetro de los prismas de 150x150x600 mm que habían sido confeccionados junto con las probetas. La extracción se realizó tanto en la dirección paralela a la de llenado del prisma como en forma perpendicular a la misma, tal como se indica en la Figura 14. Puesto que los prismas fueron compactados mediante vibración externa, es de esperar que las fibras se ubiquen preferencialmente en planos horizontales [14]. Por consiguiente, la respuesta de los testigos debería depender en forma significativa de su orientación original con respecto a la dirección de llenado.

Los testigos fueron cortados con una altura igual a 100 mm y se les realizó una entalla circunferencial de 9.3 mm de profundidad a la mitad de la altura. La Figura 15 muestra las respuestas promedio σ-w de los testigos extraídos en ambas direcciones. Puede verse claramente que los testigos verticales (es decir, paralelos a la dirección de llenado) muestran un capacidad resistente de post-pico más baja que la de aquellos extraídos en dirección horizontal (perpendicular a la dirección de moldeo). Este comportamiento se debe a que en los testigos horizontales la mayoría de las fibras se orientan en forma normal al plano de fractura. Resultados similares también fueron obtenidos por Casanova [3].

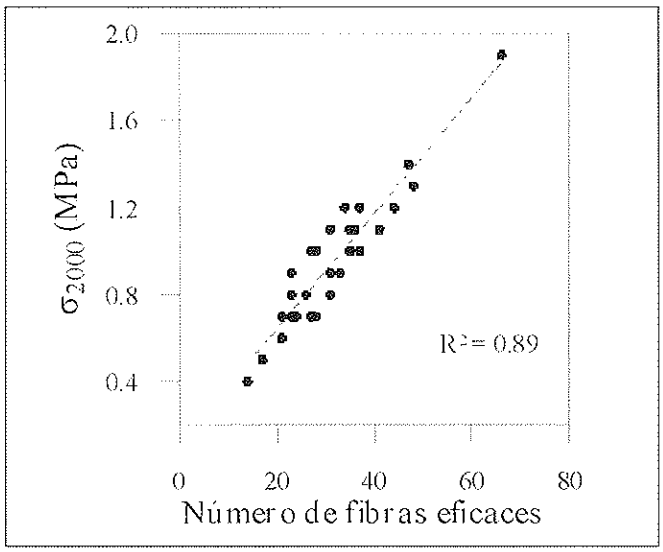


Figura 11. Variación de los valores de σ_{2000} con el número de fibras eficaces.

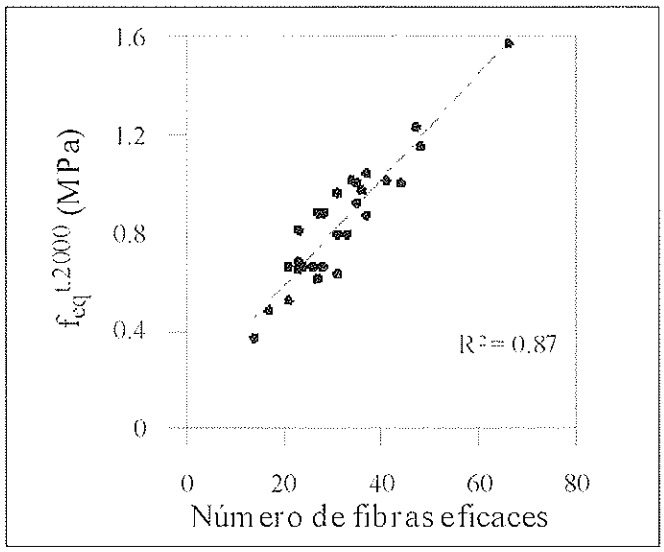


Figura 12. Variación de los valores de $f_{eq}^{t,200}$ con el número de fibras eficaces.

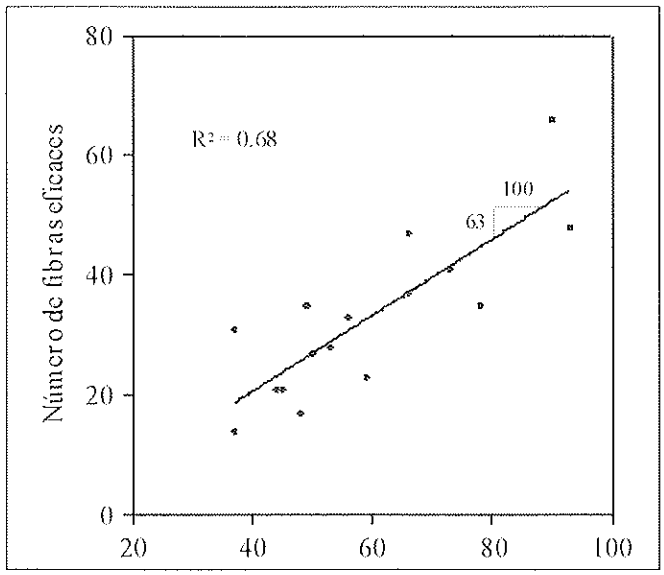


Figura 13. Relación entre el número total de fibras y el número de fibras eficaces.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

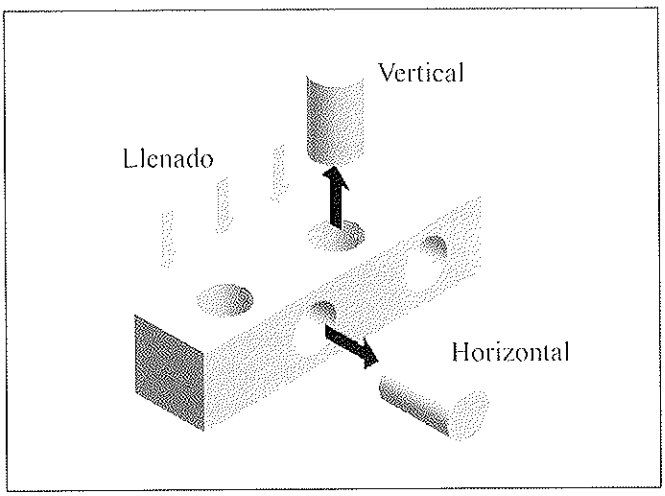


Figura 14. Extracción de testigos.

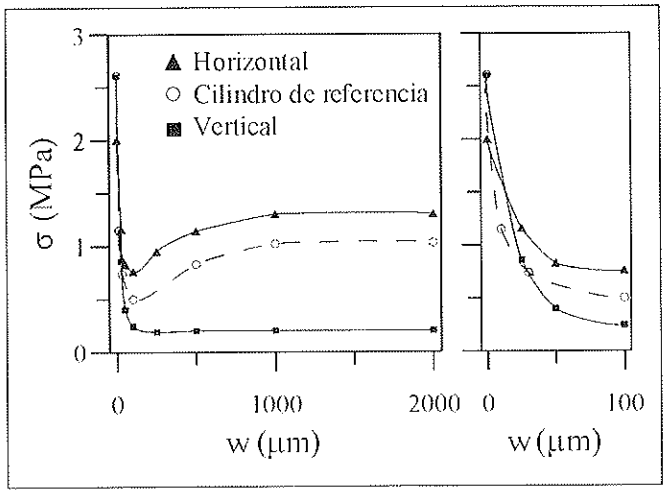


Figura 15. Curvas σ-*w* de testigos y probetas moldeadas.

Junto con los resultados promedio de los testigos, se representa como referencia en la Figura 15 la curva correspondiente a las probetas de 150x150 mm. Debe notarse que, en todos los casos, la esbeltez es aproximadamente 1 y la profundidad de la entalla el 10 % del diámetro del cilindro. Puede verse que la respuesta de los cilindros moldeados se asemeja a la de los testigos horizontales y exhibe una tendencia similar con una capacidad resistente residual algo menor. Esto indica que en los testigos horizontales la orientación de fibras y la ausencia del efecto pared dan lugar a una mayor tenacidad que en los cilindros moldeados. Por consiguiente, la respuesta de las probetas con una orientación isotrópica de las fibras (sin vibración enérgica) conduce a una estimación conservadora del comportamiento del hormigón con fibras orientadas en forma preferencial a lo largo de la dirección de la tensión principal.

En la Tabla 6 se presentan los parámetros de resistencia y tenacidad obtenidos de los testigos, es posible comprobar que la respuesta post-pico es más pobre en los testigos extraídos en dirección vertical. Además, en cada caso, el número de fibras observado en los planos de fisuración refleja la orientación preferencial de las mismas. La orientación más favorable conduce a un comportamiento tipo endurecimiento después del primer pico y da lugar a los mayores valores de tenacidad.

Desde un punto de vista práctico, es útil que el mismo método de ensayo pueda utilizarse tanto para la caracterización de un material "virgen" (es decir en probetas) así como también del material que constituye una estructura. Sin embargo, es evidente que en la interpretación de los resultados de los testigos debe tenerse muy en cuenta la dirección de extracción, en especial en el caso de elementos compactados por vibración enérgica. Por otro lado, la extracción de muestras en varias direcciones permitiría evaluar la existencia una orientación preferencial de las fibras debida al proceso de compactación y la influencia de este fenómeno en el comportamiento en tracción, tal como fuera demostrado por Casanova [3] y Rossi [15].

7. CONCLUSIONES

El estudio desarrollado demuestra que, para los rangos y parámetros aquí estudiados, el ensayo de tracción uniaxial para hormigones reforzados con fibras de acero (HRF) que emplea cilindros con una entalla central, recientemente propuesto por una Recomendación de RILEM, es fiable y representativo. No se encontraron efectos significativos de las características de la geometría de la probeta o problemas de inestabilidad debidos a la pérdida del control durante el

Tabla 6. Parámetro obtenidos para los testigos.
(Valores medios y coeficientes de variación en %)

Orientación	σ_{pico} (MPa)	σ_{min} (MPa)	w_{min} (μm)	σ_{1000} (MPa)	σ_{2000} (MPa)	G_F^{1000} (N/mm)	G_F^{2000} (N/mm)	$f_{eq}^{t,1000}$ (MPa)	$f_{eq}^{t,2000}$ (MPa)	*Fibras Total /Eficaces*
Vertical	2,6 ±9%	0,19 ±28%	293 ±40%	0,2 ±26%	0,2 ±30%	0,26 ±23%	0,48 ±23%	0,26 ±23%	0,24 ±24%	18 / 3 ±32% /±59%
Horizontal	2,0 ±17%	0,74 ±18%	90 ±38%	1,3 ±24%	1,3 ±26%	1,11 ±23%	2,46 ±23%	1,11 ±22%	1,23 ±24%	28 / 13 ±38% /±54%

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ensayo. Se comprobó que existe alguna rotación relativa entre las caras de la fisura, en especial durante la parte inicial de la respuesta post-pico, que se atribuye a una propagación asimétrica de la fisura dentro de la matriz. En la mayoría de los casos, la rotación disminuye hacia el final del régimen de post-pico, donde el comportamiento es dominado por las fibras. No obstante, se estima que la influencia de la rotación en la respuesta tensión -apertura de fisura del hormigón con fibras es despreciable.

Aparece como óptimo el uso de una probeta cilíndrica de 150 mm de altura cortada del centro de un cilindro de 150x300 mm, a la que se le realiza a media altura una entalla circunferencial de 15 mm de profundidad. Con respecto a la medida del desplazamiento correspondiente a la apertura de fisura, cuando se utilice una disposición de ensayo rígida, bastará contar con una señal promedio de tres sensores de desplazamiento ubicados a 120° alrededor de la probeta, sin las mediciones individuales.

La metodología de ensayo parece adecuada para realizar la caracterización de testigos de elementos de HRF. Sin embargo, puede existir un efecto significativo de la orientación de las fibras dentro del hormigón sobre la respuesta en tracción, que debe ser tenido en cuenta, sobre todo cuando se ha usado vibración enérgica para la compactación del HRF.

Finalmente se han definido medidas de tenacidad basadas en la respuesta post-pico para el caracterizar el comportamiento en tracción del HRF y su posible uso en el análisis y diseño estructural. Entre los parámetros aquí determinados, la tensión equivalente a tracción hasta una cierta apertura de fisura aparece como un concepto prometedor.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue financiado parcialmente por parte de: la Comisión de la Comunidad Europea (Contract BRPR.CT98.0813, Brite project "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete") y la CICYT de España (PB98-0298 y MAT99-1370-CE). Cabe destacar que en este proyecto Brite participan además Bekaert (coordinador), Balfour Beatty, Belgian Building Research Institute, Catholic University of Leuven, FCC Construcción, Ruhr-University of Bochum, SIBO-Gruppe GmbH, Technical University of Braunschweig, Technical University of Denmark and University of Wales-Cardiff. La colaboración entre UNLP-LEMIT (Argentina) y la UPC fue posible gracias a un proyecto de cooperación de la AECI. Los estudios doctorales de B.E.Barragán en la UPC fueron financiados por el CONICET (Argentina). Los materiales empleados fueron suministrados por Bekaert, Cementos Molins y Grace.

9. REFERENCIAS

[1] RILEM TC 162, "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Uniaxial tension test for steel fibre reinforced concrete", *Mater. Struct.* 34 (235) (2001) 3-6.

[2] Wang, Y., Li, V.C. y Backer, S., "Experimental Determination of Tensile Behavior of Fiber Reinforced Concrete", ACI *Mater. J.* 87(5) (1990) 461-468.

[3] Casanova, P., "Bétons renforcés de fibres métalliques: du matériau à la structure", Tesis Doctoral (École Nationale des Ponts et Chaussées, París, 1995).

[4] Groth, P. and Noghabai, K., "Fracture mechanics properties of steel fibre-reinforced high-performance concrete" en *Utilization of High-strength / High-performance Concrete* (F. de Larrard y R. Lacroix, eds., Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, París, 1996) 747-756.

[5] Rossi, P., "High performance multimodal fiber reinforced cement composites (HPMFRCC): The LCPC experience", ACI *Mater. J.* 94 (6) (1997) 478-483.

[6] Stang, H. y Bendixen, S., "A simple model for uniaxial testing of fiber reinforced concrete", en *Experimental mechanics, advances in design, testing and analysis* (I.M.Allison, ed., A.A.Balkema, Rotterdam, 1998) 887-892.

[7] Stang, H., "Uni-axial tension testing of fibre reinforced concrete", Report on Test and Desing Methods for Steel Fibre Reinforced concrete, EU Contract BRPR-CT98-813, Subtask 2.1. Definition of round robin testing (Department of Structral Engineering and Materials, Technical University of Denmark, Lyngby, 1999).

[8] Hillerborg, A., Modeér, M., y Petersson, P.E., "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and jinite elements", *Cem. Concr. Res.* 6 (1976) 773-782.

[9] Petersson, P. E., "Fracture energy of concrete: Method of determination" *Cem. Concr. Res.* 10 (1980) 79-89.

[10] Hillerborg, A. "Determination and significance of the fracture toughness of steel fibre concrete" en *Steel Fiber Concrete* (S.P. Shah y Å. Skarendahl, eds. Elsevier Applied Science Publishers, London, 1986) 257-271.

[11] Olesen J.F. y Stang, H. "Designing FRC slabs on grade for temperature and shrinkage induced cracks", en *Fibre-Reinforced concretes* (P. Rossi and G. Chanvillard, eds. RILEM, Cachan, 2000) 337-346.

[12] Hordijk, D.A. "Local approach to fatigue of concrete", Tesis Doctoral (Delft University of Technology, Delft, 1991).

[13] Stroeven, P. "Analysis of fibre distributions in fibre reinforced materials", *J. Microscopy 111* (1977) 283-295.

[14] Saldivar, H. "Flexural toughness characterization of steel fiber reinforced concrete", Tesis Doctoral (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1999).

[15] Rossi, P. "Les bétons de fibre métaliques" (Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, París, 1998).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

NOTA:

En esta sección se recogen opiniones o artículos donde se vierten criterios no acordes con las normativas existentes pero que tienen un importante interés en la práctica y suscitan controversia. Invitamos a nuestros asociados a participar en la discusión de los mismos remitiendo notas técnicas a la redacción de la Revista. Esperamos que esto contribuya a clarificar aspectos del comportamiento del hormigón estructural todavía mal conocidos.

Sobre las Instrucciones de Hormigón

Ramón del Cuvillo Jiménez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

RESUMEN

Se trata en este breve artículo de hacer unas reflexiones sobre la situación planteada por la nueva Instrucción de Hormigón y se intenta poner de relieve que, además de lo poco apropiada que resulta la solución de un documento único, no puede olvidarse la existencia y variedad de las construcciones en las que es normal y conveniente el empleo de los distintos compuestos de hormigón. Además, se propone un esquema de posible futuro, con pocas esperanzas de éxito a corto plazo, pero que, algún día, alguien se atreva a exponer.

ARTÍCULO

Hay que empezar agradeciendo a los verdaderos autores de la Instrucción EHE-98 el enorme esfuerzo y trabajo que, durante años, les debe haber supuesto la redacción de la citada Instrucción.

También durante años, como miembro de la Comisión Permanente del Hormigón hasta mi jubilación, en noviembre de 1991, defendí la coexistencia de dos Instrucciones de Hormigón, según fuese armado o pretensado (este último realmente armado-pretensado). Abro un paréntesis para el hormigón en masa, paréntesis que cerraré en su momento.

En el periodo de tiempo citado se produjo repetidamente un hecho desgraciado: por los motivos que fuesen, no se logró nunca redactar y aprobar simultáneamente las dos Instrucciones, como hubiera sido lo lógico y útil.

Ahora se salva este hecho y se justifica además la aprobación de una sola Instrucción, entre otras razones, por la fusión en Europa de las dos "corrientes" existentes, fusión que se materializa, además, en un solo volumen con apéndices. No hay duda que era necesario disponer de un tratado que abarcase el mayor campo de aplicación posible. La idea resulta atractiva desde el punto de vista teórico y didáctico y parece, a primera vista, conveniente y necesaria.

Los técnicos más cualificados de Europa redactan un documento único, pero añaden, por imperativos de la realidad, lo que he llamado apéndices, que parecen más bien, por sus específicas prescripciones, los orígenes de unas futuras, necesarias y diferentes Instrucciones. Pero el documento fundamental reúne los dos hormigones tradicionales en un solo volumen.

En el fondo, creemos que se ha escondido lo que seguramente es evidente y real: tanto el hormigón armado como el pretensado no son sólo el hormigón sino compuestos de hormigón y armaduras. Aprovechamos para cerrar el paréntesis dedicado al denominado hormigón en masa.

Recordamos, según las definiciones en uso, que existen dos clases diferentes de armaduras, con procesos de "relación" con el hormigón e incluso exigencias de éste diferentes. Prueba de ello es que al leer el documento único, se encuentra uno, a cada paso, no sólo con salvedades aisladas sino con puntos enteros dedicados única y expresamente a uno de los dos compuestos.

Podemos añadir algo más. Antes había lagunas y contradicciones y hoy sigue habiendo lagunas y contradicciones, porque no se puede detener el progreso de las soluciones estructurales del hormigón.

Se dice que el hormigón, armado o pretensado, es único, pero los escritores anteriores a la Instrucción EHE nos dejaron la posibilidad de aprenderlo y aplicarlo con libros distintos según el compuesto de que iba a formar parte. Hoy, la realidad es que se está produciendo el mismo

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

hecho con los libros recientes, seguidores, al menos con la intención, de la citada EHE. Cada libro importante sigue dedicándose a un compuesto distinto.

En otro aspecto, se está ampliando la documentación técnica con tratados específicos, aclaratorios o complementarios de la Instrucción EHE.

Acabamos de ver en el B.O.E. la nueva "Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón estructural realizados con elementos prefabricados (EFHE)" con sus necesarias particularidades y diferencias, y la Comisión Permanente del Hormigón publica la "Guía de aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural. EDIFICACIÓN" que no es sino un conjunto de prescripciones, específicas o complementarias, de la Instrucción EHE aplicable a una clase limitada de construcción

Volviendo al citado dualismo, creemos que el futuro está ahí y que, si queremos regularlo de alguna manera, no debemos aprisionarlo en un solo capítulo, ya que cada obra pide a los compuestos hoy utilizados exigencias distintas según su objeto y circunstancia. Los compuestos de hormigón, como hemos intentado decir, exigen en la práctica Instrucciones diferentes no sólo en la antigua forma, sino con documentos propios para cada clase de construcción, lo que, sin querer decirlo, se hace más evidente cada día con motivo de la división que se ha intentado suprimir definitivamente.

La cuestión seguirá planteada, porque la unidad soñada con la Instrucción de Hormigón vigente no es satisfactoria, ni útil. Lo que sí es necesario y casi posible es un documento de principios generales, comunes al conjunto de las construcciones y referidos al hormigón como material simple. Además de este documento, son necesarias las Instrucciones específicas según el compuesto y según la clase de construcción tal como hemos expresado en un párrafo anterior y que, en parte, se empieza a realizar, aunque casi en silencio.

Pensamos que lo escrito hasta aquí se puede y se debe razonar más detenida y ampliamente ya que quedan muchas cuestiones por aclarar, pero sólo hemos querido exponer brevemente una honda preocupación que quizá muy pocos quieran compartir hoy.

Sin embargo, queda algo muy importante en que confiar. Es seguro y tranquilizador el hecho de que la Administración, como ha sucedido normalmente, siga el camino que esté más de acuerdo con la realidad y con las exigencias de la sociedad y no se dejará arrastrar por aparentes decisiones de progreso.

Y como agradecimiento al lector que ha llegado hasta aquí, le refiero un diálogo absurdo.

A un amigo médico le dije un día que puesto que en el hombre alrededor de un 80% era agua, por qué no sentía curiosidad por nuestra asignatura de Hidráulica y me contestó que porque los ingenieros dejaban en el hormigón, noble piedra fabricada por el hombre, unos "hierros" que, según le habían dicho, terminaban a veces por oxidarse y agrietar el mismo hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Reseña del II Congreso de ACHE Puentes y Estructuras de Edificación

Por: Santiago Pérez-Fadón
Presidente del Comité Organizador

Advierta vuesa merced que esta reseña no tiene carácter técnico; Si el lector desea conocer el contenido técnico de nuestro Congreso tiene a su disposición cuatro magníficos tomos de Memorias, por cierto con un prólogo que resume el contenido de los mismos. Esta reseña es mi particular visión, con alguna pizca de humor, de lo que ocurrió en nuestro último Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación.

"Tiene la palabra el Presidente de *ache* D. Juan Carlos Arroyo", con esta divertida anécdota empezaba, a las 9.30 horas del lunes día 14 de noviembre pasado, el II Congreso de *ache*. Las reacciones fueron varias: El Ministro fulminó con la mirada a su jefe de protocolo. Juan Carlos Arroyo, que estaba en la primera fila, pensó en cómo improvisar rápidamente unas palabras. José Calavera por un momento pensó que la divina providencia había adelantado el momento de su relevo como Presidente de *ache*,... Y Villar Mir, siempre atento, nos devolvió a la realidad y le restituyó la palabra a Pepe.

Habló Pepe sobre *ache* y el Congreso, habló el Presidente del Colegio sobre los Colegiados que nos dedicamos a esto de los Puentes y Estructuras, habló el Alcalde y nos dio la bienvenida a Madrid ¡...! Y habló el Ministro y nos sorprendió a todos con un discurso de Ingeniero en el que se refirió a la historia del hormigón, desde sus orígenes hasta nuestros dias. Se refirió al calcestruzzo con cementos naturales de la cúpula del Partenón, a los orígenes del cemento fabricado (Smeaton, Faro de Edystone, 1756), del hormigón armado (J. Monier, jardinero de París, macetas armadas, 1867), del pretensado (Freyssinet, primeras realizaciones con cables, 1940), etc. Y, como buen asturiano, citó algunas realizaciones de Puentes en Asturias. La verdad es que al que más sorprendió todo esto fue a Javier Rui-Wamba que, sentado en primera fila, iba tachando más y más párrafos de la Conferencia Inaugural que le habíamos encargado.

Después el Sr. Ministro y resto de autoridades inauguraron la zona dedicada a exposición comercial. Este año se ha batido el record de expositores. Hubo 34, de ellos 5 cedidos gratuitamente a Sociedades Técnicas sin ánimo de lucro: Grupo español de la IABSE, ATC (Comité Técnico de Puentes), uno conjunto para la IASS y el CEDEX y otros 2 para el Ministerio de Fomento.

No sabemos exactamente que hizo Javier para recomponer su conferencia, sólo pudimos apreciar algunos detalles: por ejemplo sabemos que en lugar de referirse a la cúpula del Partenón habló de la cúpula del Panteón. En cualquier caso la conferencia fue magnífica.

Esa misma tarde se iniciaron las sesiones técnicas simultáneas. La verdad sea dicha: teníamos mucho miedo a que tres salas simultáneas fueran demasiado para el público que desease asistir a la presentación verbal de las comunicaciones y que, en consecuencia, las salas se quedaran medio vacías y desangeladas. Habíamos tomado algunas precauciones al respecto: El Auditorio se había dividido con un biombo por una fila que dejaba una capacidad de 450 personas (el número de congresistas) y las salas: Goya y Dos, se habían dispuesto para una capacidad reducida de ciento y pocas personas. Ya desde la misma tarde del lunes se vio que el público se repartía muy razonablemente entre las tres salas. A lo largo de los cuatro dias que duró el Congreso las salas pequeñas oscilaron entre 50 y 75 personas, lo que les daba un aspecto muy bueno; y el Auditorio se mantenía, durante las sesiones técnicas, entre las 150 y 200 personas, con lo que también presentó muy buen aspecto. En definitiva una presencia del orden de unas 250 personas, ligeramente por encima de la mitad de los inscritos, lo cual es lo habitual en nuestros Congresos desde hace varios años. Así que desde la tarde del lunes respiramos tranquilos pues habíamos superado la prueba de las Tres Salas Simultáneas.

El lunes por la noche nos fuimos a cenar al Casino de Madrid de la Calle de Alcalá. Las mujeres morenas de Romero de Torres, que decoran el salón de baile, envidiaron las delicatessen que degustamos esa noche: Mero en salsa de hongos y otras delicias...

El martes a media mañana, Edelmiro Rúa nos dio una conferencia sobre el bicentenario de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Nos contó muchas cosas curiosas sobre la historia de la Institución.

La primera mesa redonda se celebró el martes a última hora de la mañana. El título era: "La seguridad del usuario final y la gestión del riesgo". Presidía la mesa el Director General de Carreteras del Ministerio de Fomento y le acompañaban autoridades en este campo como el Director General de Carreteras de la Comunidad de Madrid, el Director de Infraestructuras del Ayuntamiento de Madrid, el Director General de GICSA, etc. La mesa estuvo muy interesante; aunque el debate hubiera sido mucho más vivo de haberse conocido por aquel entonces la O.C. que estaba a punto de hacer pública el Director General de Carreteras y que ha sorprendido a casi todos los que intervienen en el proyecto de puentes.

Ese día tuvo lugar la primera conferencia invitada: El viaducto atirantado y multivano de Millau en Francia, por Michel Virlogeaux. Nos decepcionó un poco, esperábamos ver fotos de la obra iniciada y sólo vimos los croquis y esquemas de la etapa de proyecto; ni siquiera nos puso unas viñetas con el proceso constructivo que finalmente han elegido, tuvimos que descubrirlo en el coloquio: tablero metálico empujado sobre torres provisionales que dejan unos vanos de ¡180 m de luz! y por si eso fuera poco las torres provisionales tiene del orden de ¡200 m de altura!

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

El martes por la noche fuimos al concierto de tangos del compositor Piazolla. Ya nada es lo que era: ni los pasos superiores son preferibles "in situ", ni los tangos son la canción "fané y descangayá". El concierto de Tangos fue una sucesión de melodías demasiado modernas para mí. A veces me parecían incluso antisinfónicas; y en cualquier caso nada que ver con los tangos porteños del Viejo Almacén de Buenos Aires, donde he tenido la fortuna de estar un par de veces. Pero... ya se sabe que estas modernidades hacen furor.

Después el Comité Organizador y el Consejo Director de *ache* nos fuimos a cenar y !Vaya por Dios! me tocó una corbata exactamente igual que otra que ya tenía. En fin se la regalaré a José M.ª Villar que le gustan las corbatas y es representante del Comité Científico. Y como manda la tradición de nuestros Congresos en esta cena los acompañantes (antes se decía las señoras pero ya he dicho que nada es lo que era) votan para decidir dónde se celebraría el siguiente Congreso y claro (a pesar de que Pepe votó como acompañante de su señora) volvió a salir Palma de Mallorca así que se celebrará en Oviedo, o en Zaragoza que aunque no tiene tranvía para entonces tendrá AVE.

El miércoles a última hora de la mañana se celebró la segunda mesa redonda sobre Gestión y Mantenimiento de Infraestructuras. Presidió el Subdirector General de Conservación de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, con él estuvieron otros responsables de conservación de infraestructuras públicas y concesionadas. La mesa estuvo entretenida e interesante; y algunos nos enteramos de lo que es conservar mediante Índices de Calidad.

Y esa noche *ache* salió del armario. Se trataba de ver "Les ballets Trockadero" famoso ballet donde los haya. Nada menos que todo un cuerpo de baile clásico con tutú y zapatillas de puntas para bailar desde Don Quijote hasta Caperucita. El único detalle singular era que... sólo había bailarines, o sea tíos vestidos de bailarinas. La verdad es que *ache* fue al ballet lleno de reservas. A pesar de que Pilar nos había dicho muchas veces que era "buenísimo", íbamos convencidos de que a nosotros no nos iba a gustar eso. Pero mediado el primer acto ya teníamos la sonrisa colgada en la cara. Y lo que es peor, entrado el segundo acto, acunados por la música barroca de Vivaldi y Bach, se nos olvidó por un momento que aquellas bailarinas tenían, debajo de las medias, pelos en las piernas. La verdad es que el ballet gustó mucho por lo que me temo que habrá que admitir, lo que ya sospechaba Fernando Rodríguez, que aquella noche *ache* salió definitivamente del armario.

La tercera mesa redonda se celebró el jueves a última hora de la mañana. Se trataba de la recién aprobada Ley de Ordenación de la Edificación y del Código Técnico que la va a desarrollar. La mesa había sido organizada por Enrique González Valle: la presidió el Subdirector General de Edificación y Arquitectura, y estaban como vocales un representante de cada agente del proceso edificatorio: los arquitectos, los ingenieros, las inmobiliarias, los constructores, los aseguradores y los organismos de control técnico. Cada uno expuso su punto de vista y después se abrió el debate,... y se me ocurrió intervenir de una forma muy crítica sobre el borrador enviado en marzo de 2002 a las diferentes instituciones... dije algo así como que la música y la intención eran buenas pero que en la representación habían desafinado porque no había tenido suficiente tiempo para los ensayos. Y se armó una buena...

Por la tarde una segunda conferencia invitada. La Rehabilitación de la Torre de Pisa por el Profesor Giorgio Macchi. Muy interesante, profunda en su contenido y brillante en la exposición, además el coloquio estuvo animado. Fue magnífica y espero que pueda publicarse en esta Revista.

El jueves por la noche llegó la Cena de Clausura. Los congresistas y acompañantes que quisimos nos fuimos a cenar al Palacio del Negralejo. Hay que decir que al sitio se le nota demasiado el aire de "restaurante de bodas y banquetes" pero por lo demás estuvo bien. Fuimos los de siempre, el núcleo duro como se diría ahora; si bien con alguna ausencia que se echó en cuenta. Los cuadros goyescos de jotas y danzas estuvieron entretenidos; aunque entre la comida y la charla no se les hizo mucho caso. A los postres habló Pepe y luego me pidió que hablara yo. Como la ocasión requería me despedí como consejero presidente del comité de congresos saliente. Y hasta pareciome que emocionábame el adiós.

Intentamos, a iniciativa de Javier León, que nuestro II Congreso tuviera algún "eco social", incluso contratamos un gabinete de prensa, algo salió en prensa e incluso en expansión TV; pero fue muy poco. Tal vez no supimos venderlo o tal vez los Puentes y las Estructuras de Edificios no es un tema de masas para la sociedad actual.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Utilización indebida de DIT y DAU

Desde hace algún tiempo hemos podido comprobar que se está produciendo una **utilización indebida** del nombre del Documento de Idoneidad Técnica (DIT) que concede el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc), cuando al hacer divulgación del DAU del Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña (ITcC) se menciona el DIT para establecer una **pretendida equivalencia**.

Es claro que las Instituciones pueden utilizar los medios publicitarios que les sirvan para intentar convencer al mercado de la bondad de su producto, pero no creemos que sea correcto utilizar medios de publicidad de un producto o procedimiento basándose en la implantación y reconocimiento obtenidos por otro procedimiento como es el DIT al que avalan su dimensión europea y más de cuarenta años de experiencia.

No se puede pretender que dos procedimientos de evaluación sean lo mismo sólo porque uno ha copiado del otro la definición y los criterios de contenido.

La información que se ha transmitido al sector a través de revistas o por Internet en cuanto a DIT y DAU, ha producido ya demasiada confusión. Así, se da la circunstancia de que algunos de los agentes que establece la Ley de Ordenación en la Edificación (LOE), fabricantes o técnicos, empresas de Control de Calidad e incluso Organismos de Control Técnico (OCT), han sido confundidos por esta información que para mayor daño al sector se ha mezclado además de forma incorrecta con información sobre el DITE (El Documento de Idoneidad Técnica Europeo), que sí tiene que ver con el DIT y para nada se puede comparar con el DAU.

Hace falta mucho trabajo y esfuerzo para que la labor desarrollada por un Centro de Investigación pueda ser considerada idónea en lo que se refiere a la evaluación de productos no tradicionales. De hecho, esta idoneidad sólo se consigue después de **mucha experiencia** y colaboración con entidades nacionales e internacionales en las múltiples actividades que la propia evaluación conlleva, como son la realización de ensayos, inspección de procesos de fabricación y de puesta en obra auditorías del sistema de calidad, etc., pero principalmente la redacción de los criterios de evaluación sobre la idoneidad de empleo de los productos. Además es necesario formar parte de una **Organización de ámbito internacional** para que los documentos concedidos tengan la dimensión y el aval que le son intrínsecos.

Por todo ellos deseamos precisar lo siguiente:

- La facultad de conceder el DIT ha sido encomendada al Instituto Eduardo Torroja por el **Decreto número 3652,** de 26 de diciembre de 1963 de Presidencia del Gobierno. El DIT es un procedimiento de evaluación que está amparado por la **Orden Ministerial número 1265**, de 23 de diciembre de 1988, que establece un **Reglamento** que regula su concesión. En ambos textos se establece el alcance, objetivos y criterios de evaluación: aspectos no mencionados en el texto de aprobación del DAU.

- El DIT se concede en el marco europeo de la Organización internacional UEAtc ***"Union Européenne pour l'Agrément technique dans las construction"*** de la que el Torroja es miembro fundador, desde 1960.

  La UEAtc reúne a 16 Institutos de otros tantos países europeos que, como el Torroja, han sido reconocidos por sus respectivos gobiernos para la concesión del DIT.

  La misión de la UEAtc es la de coordinar las actividades entre los Institutos y desarrollar procedimientos o **Guías técnicas para la evaluación**, así como facilitar el **reconocimiento mutuo entre los DIT** emitidos por sus miembros. Por tanto es la propia UEAtc la que da garantía de excelencia del IETcc para la emisión de los DIT. En el caso del DAU no se alude a ningún Organismo que vele ni avale la idoneidad del procedimiento.

- El DIT es un documento equivalente al concedido por el resto de los 15 Institutos europeos miembros de la UEAtc y, por tanto, es **convalidable** en estos 15 países. El DIT es equivalente con el *"Avis Technique, Agrément, Certificado di Idoneitá dei materiali nuovi e dei procedimenti non tradizionali di costruzione, Documento de homologaçao" etc.* que expiden los miembros de la UEAtc.

  La convalidación entre los miembros de la UEAtc, tiene entre otras ventajas para los fabricantes la de evitar la repetición de muchos ensayos.

  La UEAtc ha sido la inspiradora de la formación de la EOTA a nivel europea. Los DITE siguen de forma general los conceptos desarrollados con anterioridad en la UEAtc para la emisión de los DIT.

- El Reglamento del DIT, en su ámbito nacional, establece la regulación en la concesión con la existencia de una **Comisión Técnica** integrada por representantes del Ministerio de Fomento, Ministerio de Ciencia y Tecnología, AENOR y la Confederación nacional de Construcción (CNC) que tiene por misión velar por la homogeneidad de tratamiento de los DIT concedidos y convalidados de otros Institutos de la UEAtc, así como proponer la Instituto la redacción de nuevas Guías o Directrices a presentar a la UEAtc.

- El Reglamento del DIT regula la concesión estableciendo la formación para cada evaluación de DIT, de una **Comisión de Expertos** que asesora al IETcc. Esta comisión está integrada por Organismos Oficiales, Centros de Investigación, Colegios profesionales, Aso-

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ciaciones de fabricantes, Asociaciones de empresas Constructoras, Escuelas Técnicas, Entidades relacionadas con el Control de Calidad y Laboratorios Oficiales. Su misión es la de participar en la evaluación de la idoneidad del producto, sobre la base de los Organismos que la integran.

- El Instituto Eduardo Torroja es un **Centro público** sin ánimo de lucro, ni dependencia económica directa con la Industria lo que constituye una de las garantías sobre el procedimiento y objetividad de los DIT.

- El Instituto Eduardo Torroja dispone además del **personal técnico experimentado** en nuevos sistemas constructivos, de sus propios **laboratorios** para la realización de los ensayos a los productos. Ensayos que, en general, dada la dificultad que supone la innovación, son complejos de realizar y difíciles de abordar por otros laboratorios.

- El IETcc y los miembros de la UEAtc han sido capaces desde hace más de cuarenta años de dar respuesta a los fabricantes incluso a aquellos con productos más innovadores.

Cabe añadir finalmente en la línea de lo manifestado por la Entidad Nacional de Acreditación (ENAC) en su boletín nº. 20, el enorme perjuicio que al sector de la construcción produce el uso indebido de marcas de certificación de productos que llegan al consumidor.

Como bien se indica en dicho artículo, la utilización de una marca dando un alcance engañoso de la certificación, su significado o validez, puede crear en los clientes y el mercado en general, falsas expectativas que pondrían en riesgo la credibilidad tanto de la marca en sí, como del propio sistema de certificación.

21/11/2002

Mª. del Carmen Andrade Perdrix

Directora del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Erratas advertidas en el artículo

Dimensionado práctico de zapatas rígidas

Publicado en el número 219 de la Revista

2. DIMENSIONADO DE LA ARMADURA

— En pág. 49 donde dice:

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

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

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

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

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

— debe decir:

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

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

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

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

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

3. DIMENSIONADO PRÁCTICO DE LA ZAPATA

— En pág. 50 donde dice:

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

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

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

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

— Debe decir:

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

— En pág. 51 donde dice:

4.2. Dimensionado de las armaduras

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

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

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

– Para $\nu > 12,426$ corresponde a $\alpha > 5,4$

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

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

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

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

— Debe decir:

4.2. Dimensionado de las armaduras

Considerando $\gamma_f = 1,6$

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

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

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

– Para $\nu > 12,426$ corresponde a $\alpha > 5,4$

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

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

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

$$\varphi = \frac{f_{yd}}{\sigma}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Opinión sobre el artículo

Dimensionado práctico de zapatas rígidas

De: José Llorens

A: L. Martínez et al. autores del artículo: "*DIMENSIONADO PRÁCTICO DE ZAPATAS RÍGIDAS*", Hormigón y acero n.º 219.

¿De dónde sale que R1 sea la resultante del trapecio que abarca A/2 (si N actúa con excentricidad)?

1. La EHE no lo dice.

2. Para que haya equilibrio ha de ser R1 = N1 con lo que el trapecio cuya resultante es R1 abarca más que A/2.

3. Para que el trapecio de R1 abarque A/2 tiene que ser R1 < N1 con lo que aparecen, para que haya equilibrio, bielas interiores que no están contempladas en el modelo de la EHE, artículo 59.4.1.1.

   Estas bielas contribuyen a incrementar T, por lo que T ya no se puede calcular solamente a partir de la biela que va de N1 a R1.

4. Se ilustra lo anterior en la guía de aplicación de la EHE, ejemplo 1:

   R1 se sitúa como resultante del trapecio que abarca A/2. Obsérvese que, al calcular T, se obtiene un resultado distinto al que se obtendría calculando a partir de R2 (debería dar lo mismo).

Atentamente

José Llorens
Escuela de Arquitectura de Barcelona
Fax: 93 401 64 26
e-mail: ignasi.llorens@ca1.upc.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

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 (1.75mm de altura) o, excepcionalmente, de cuerpo 6 (1,50 mm de altura).

Los originales de las figuras o gráficos se admiten en formato papel o en formato digital. En formato papel, éste será siempre blanco, todas las líneas estarán trazadas con tinta negra y no se permitirán colores, salvo en originales de figuras correspondientes a un artículo central. La distinción entre las distintas líneas se realizará, en su caso, mediante trazos distintos: continuo, discontinuo con rayas, idem 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

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

de que, en imprenta, pueden manipularse los tamaños de forma bastante automática, pudiéndose lograr calidades de reproducción adecuadas en todos los casos, por lo se recomienda emplear este soporte para gráficos complicados. En cualquier caso, los archivos estarán adecuadamente identificados con un nombre, y relacionados con el número de gráfico o figura que corresponda.

Excepcionalmente se admitirán en formato digital gráficos o figuras de tipo "línea" escaneados, debiéndose utilizar entonces una resolución mínima de 300 ppm.

No se admite ningún tipo de texto, figura o gráfico en soporte digital realizado con Power-Point® por su imposibilidad de traducción a los programas de preimpresión.

Todas las figuras irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para formar la maqueta, se deberán suministrar los originales. Estos pueden ser en formato analógico o digital.

En formato analógico se preferirá la diapositiva en color a la foto en papel color, y ésta a la de blanco y negro. No se admitirán como originales diapositivas realizadas sobre fondo azul.

En formato digital y, para fotografías originales, sólo se admiten fotografías digitales obtenidas con cámaras equipadas con un sensor de 2 millones de pixels de resolución o superior, y archivadas en formato SHQ/HQ (resolución superior a 1600x1200 pixels).

Para fotografías escaneadas, sólo puede garantizarse una calidad de reproducción mínima con resoluciones iguales o superiores a 1200ppm. Los originales deben enviarse preferentemente en archivos tipo TIF, admitiéndose, excepcionalmente, archivos JPG grabados con calidad óptima.

Todas las fotografías irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices, exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similares) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la l y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo, dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de Artículos publicados en Revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de Libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral.

Existen cinco tipos de miembros de la Asociación: Estudiantes, Personales, Colectivos, Protectores y Patrocinadores, cuyas cuotas anuales puede consultar en la primera página de la revista. Si usted quiere hacerse miembro de la Asociación y recibir Hormigón y Acero, o desea más información de la misma, fotocopie esta página y remítala por correo o fax a la dirección indicada.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
C/ Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid

Señores:
La persona física o jurídica cuyos datos se relaciones seguidamente:

Nombre .....

NIF ..... Calle .....

Ciudad ..... Código Postal ..... País .....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas) .....

Teléfono ..... Fax ..... E-mail .....

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de ☐ solicita más información sobre la modalidad de Miembro

☐ Estudiante ☐ Personal ☐ Colectivo ☐ Protector ☐ Patrocinador

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma ..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de .....

Agencia .....

Calle .....

Ciudad ..... Código Postal .....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma .....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular .....

NIF .....

Código cuenta cliente: Banco ..... Sucursal ..... Dígitos control .....

Número cuenta .....

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

RELACIÓN DE ENTIDADES QUE, EN LA FECHA DE CIERRE DEL PRESENTE NÚMERO DE LA REVISTA, FIGURAN INSCRITAS, EN LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL, COMO "MIEMBROS COLECTIVOS".

ESPAÑA

ACEROS PARA LA CONSTRUCCIÓN, S.A.–Illescas (Toledo).
ACS, Proyectos, Obras y Construcciones, S.A.–Madrid.
AEPO, S.A.–Madrid.
AGENCIA VALENCIANA DEL TURISME.–Valencia.
AIDICO.–Paterna (Valencia).
ANCLAJES Y FORMACIONES EN ROCA, S.L.–Sta. Eulalia de de Roçana (Barcelona).
ANEFA –Asociación Nacional de Fabricantes de Árido.–Madrid.
APC AUTOMATIZACIÓN PROCESOS CONSTRUCTIVOS, S.A.–Madrid.
ÁREA DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS.–Málaga.
ÁREA DE PLANEAMIENTO, PROYECTOS Y OBRAS DEMARCACIO.–Oviedo.
ASOCIACIÓN NACIONAL INDUSTRIALES FERRALLA.–Madrid.
ASOCIACIÓN NACIONAL DE FABRICANTES CON SELLO CIETAN.–Madrid.
ASSOCIACIO D'ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.–Barcelona.
ATECO, S.L.–Zaragoza.
BUREAU VERITAS ESPAÑOL, S.A.–Alcobendas (Madrid)
CASTRO HERMANOS, S.L.–Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.–Oviedo.
CENTRO POLITÉCNICO SUPERIOR INGENIEROS.–Zaragoza.
CETRES ENGINYERS, S.L.–Barcelona.
CIBO, S.A.–Liria (Valencia).
COLEGIO DE ARQUITECTOS VASCO NAVARRO.–Donostia.
COLEGIO OF. A.A.T. DE BARCELONA.–Barcelona.
COLEGIO OFICIAL ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.–Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS DE MURCIA.–Murcia
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS BALEARES.–Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL INGENEROS INDUSTRIALES MADRID.–Madrid.
CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES.–Sevilla.
CONSEJO SUPERIOR COLEGIOS DE ARQUITECTOS ESPAÑA.–Madrid.
CONSORCI ESCOLA INDUSTRIAL DE BARCELONA.–Barcelona.
CONSTRUCCIONES LAIN, S.A.–Madrid.
CONSULTOR DE INGENÍERIA CIVIL, S.A.–Barcelona.
COPUT-D.GRAL. ARQUITECTURA Y VIV.–Valencia.
CPV-CEP IBÉRICA.–Madrid.
DEPARTAMENTO ESTRUCTURAS E.U.A.T. UNIVERSIDAD DE VALENCIA.–Valencia.
DÍAZ DE SANTOS, S.A.–Madrid.
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS.–San Sebastián.
DIRECCIÓN GRAL. VIVIENDA Y ARQUITECTURA.–Madrid.
DPTO. DE INGENIERÍA INDUSTRIAL E INGENIERÍA CIVIL.–Algeciras (Cádiz)
DPTO. INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN.–Alicante.
DPTO. RESISTENCIAS DE MATERIALES, ESTRUCTURAS.–Valladolid
DPTO.INGEN.CONSTRUCCIÓN E.U.ARQUITECTURA TÉCNICA.–La Laguna (Tenerife).
DYG SOCIEDAD CIVIL.–Sevilla.
E.T. SUPERIOR DE ARQUITECTURA.–Valladolid.
E.T.S. ARQUITECTURA DE VALENCIA.–Valencia.
E.T.S. ARQUITECTURA LA CORUÑA.–La Coruña
E.T.S. ARQUITECTURA MADRID.–Madrid.
E.T.S. ARQUITECTURA MADRID DEPART.ESTRUCT. EDIFICA.–Madrid.
E.T.S. DE ARQUITECTURA DE NAVARRA.–Pamplona.
E.T.S. DE INGENIEROS AGRÓNOMOS UPM.–Madrid.
E.T.S. DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICA.–Bilbao.
E.T.S.INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS-UPC.–Barcelona.
E.T.S.INGENIEROS INDUSTRIALES DE VALENCIA.–Valencia.
E.U. ARQUITECTURA TÉCNICA DE MADRID.–Madrid.
E.U. DE ARQUITECTURA TÉCNICA.–Univ. de La Laguna.–La Laguna (Tenerife).
E.U. DE INGENIERÍA TÉCNICA MINERA.–León.
EBSCO/UNIVERSIDAD DE SEVILLA.–Arroyo de la Vega (Madrid).
EBSCO-MADRID ZE-09996.–Madrid.
ELEMENTOS ESTRUCT. PREFABRICADOS, S.A.–S. Fruitos Bages (Barcelona).
ENRESA.–Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

ESBCO/UNIVERSIDAD DE SEVILLA.–Arroyo de la Vega (Madrid)
ESCOLA TÉCNICA SUPERIOR D'ARQUITECTURA DEL VALLÉS.–S. Cugat del Vallés (Barcelona).
ESCOLA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA BARCELONA.–Barcelona.
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR D'ARQUITECTURA.–Barcelona.
ESCUELA UNIVERSITARIA ARQUITECTURA TÉCNICA.–La Coruña.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TÉCNICA.–Madrid.
ESCUELA UNIVERSITARIA INGENIERÍA TÉCNICA INDUSTRIAL.–Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA DE CÓRDOBA.–Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA DE MANRESA.–Manresa (Barcelona).
ESTUDIO DE INGENIERÍA DYNAMIS.–Santander.
EUROESTUDIOS, S.L.–Madrid.
FHECOR INGENIEROS CONSULTORES, S.A.–Madrid.
FOMENTO CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.–Valencia.
FUNDACIÓN DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.–Madrid.
GESTIÓN DE INFRAESTRUCTURAS DE ANDALUCÍA, S.A.–Sevilla.
GINPRO, S.A.–Pozuelo de Alarcón (Madrid).
HORMADISA, S.L.–Valga (Pontevedra).
HORMIGONES Y MINAS, S.A.–Málaga.
HORMIPRESA CENTRO.–Madrid.
HORMIPRESA. Hormigones Prefabricados España, S.A.–Sta. Coloma de Queralt.
IBERDROLA, INGENIERÍA Y CONSULTORÍA.–Madrid.
IBÉRICA ESTUDIOS INGENIERÍA, S.A.–Madrid.
IDEAM, S.A.–Madrid.
INARA INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.L.–San Juan (Alicante).
INARGEST, S.L.–Bilbao.
INDAG, S.A.–Madrid.
INGENIERÍA DE PUENTES Y AUTOPISTAS, S.A.–Barcelona.
INGENIERÍA DEL METAL, S.L.–San Vicente.
INGENIERÍA DÍEZ CISNEROS, S.A.–Valencia.
INGENIERÍA GARCÍA VILLANUEVA, S.L.–Algeciras (Cádiz).
INGENIERÍA Y ECONOMÍA DEL TRANSPORTE,S.A (INECO).–Madrid.
INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.–Madrid.
INOCSA INGENIERÍA, S.L..–Madrid.
JUNTA CASTILLA Y LEÓN. Consejería Fomento.–Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN. Dirección Gral. Carreteras.–Valladolid.
LABORATORIO GEOCISA.–Coslada (Madrid).
LABORATORIO INGENIEROS EJÉRCITO.–Madrid.
LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.–San Ginés (Murcia).
LABORATORIOS PROYEX, S.A.–Utebo (Zaragoza).
LKS INGENIERÍA, S. COOP.–Mondragón (Donostia).
LUIS BATALLA, S.A.–Castellón de la Plana.
MINISTERIO DE FOMENTO. Subdirección Gral. Arquitectura.–Madrid.
NORTEN Prefabricados de Hormigón, S.L.–Arrakaldo (Vizcaya).
OFICEMEN.–Madrid.
POLITÉCNICA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA, S.A.–Barcelona.
PONDIO INGENIEROS, S.L.–Madrid.
PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.–Madrid.
PREFABRICADOS CEMENTO, S.A.–León.
PREFABRICADOS LA MANCHA, S.L.–Seseña (Toledo).
PREINDUSTRIALIZADOS PRETENSADOS DE LEVANTE.–Buñol (Valencia).
PROBISA, TECNOLOGÍA Y CONSTRUCCIÓN, S.A.–Valladolid.
PUENTES Y CALZADAS, S.A.–Sigueiro (La Coruña).
RIOJANA DE PREFABRICADOS DEL HORMIGÓN, S.L.–Logroño.
RUBIERA BURGOS, S.A.–Burgos.
RUBIERA, S.A. FORJADOS Y CUBIERTAS.–León.
S.A.E. TUBO FABREGA.–Madrid.
SECRETARIA GENERAL TÉCNICA. Subdirección Gral Norma.–Madrid.
SEOPAN.–Madrid.
SESTRA, S.A.–Donostia.
SPAN-DECK CATALANA, S.A.–El Bruc (Barcelona).
TÉCNICA Y PROYECTOS, S.A.–Madrid.
TECNOLOGÍAS MECÁNICAS DE CONSTRUCCIÓN, S.A.–Madrid.
TERRATEST, S.A.–Madrid.
TIGNUS, S.A.–Valencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

TRAZAS INGENIERÍA, S.L.–Sta. Cruz de Tenerife.
TUBERÍAS Y PREFABRICADOS, S.A.–Luceni
UNIV. CASTILLA-LA MANCHA. Biblioteca General Ciudad Real.–Ciudad Real.
UNIV. GRANADA. Biblioteca.–Granada.
UNIVERSIDAD CANTABRIA.–Santander.
UNIVERSIDAD CASTILLA-LA MANCHA.–Albacete.
UNIVERSIDAD DE ALICANTE.–S. Vicente Rapeig (Alicante).
UNIVERSIDAD DE BURGOS.–Burgos.
UNIVERSIDAD DE CÁDIZ E.U. POLITÉCNICA.–Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE HUELVA.–Huelva.
UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.–La Coruña.
UNIVERSIDAD DE LA RIOJA.–Logroño.
UNIVERSIDAD DE VIGO.–Vigo (Pontevedra).
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA VALENCIA.–Valencia.
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA VALENCIA.–Valencia.
UNIVERSIDAD PÚBLICA DE NAVARRA.–Pamplona (Navarra).
UNIVERSIDAD SEK (C.E.I.A.).–Segovia.
UNIVERSITAT DE GIRONA.–Girona.
UNIVERSITAT DE LLEIDA.–Lleida.
URCI CONSULTORES, S.L.–Almería.
V.S. INGENIERÍA Y URBANISMO, S.L.–Sevilla.
VALLADARES INGENIERÍA, S.L.–Madrid.
VORSEVI, S.A. INGENIERIA Y CONTROL DE CALIDAD.–Pañoleta-Camas (Sevilla).

EXTRANJERO

AIG/ENGINEERING.–The Netherlands.
LABORATORIO ENGENHARIA ANGOLA.–Rep. P. Angola.
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR. Biblioteca Central.–Quito (Ecuador).
PRETENSA, LTDA.–La Paz (Bolivia).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE. N. 71898883.–Netherlands.
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE. N. 70282765.–Netherlands.
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE. N. 72616776.–Netherlands.
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca recinto universitario.–Mayaguez (USA).
UNIVERSIDAD NACIONAL ANDRÉS BELLO. Biblioteca central.–Santiago (Chile).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de Int. Portada)

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, 2.ª 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.

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 - 3.ª-1.ª. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

O.H.L.–Gobelas, 35-37. 28023 Madrid.

PACADAR, S.A.–Arturo Soria, 336 - 7.ª planta. 28033 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 - 1.ª 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.–Sector 30C - Parcela 5. Pol. Ind. Mapfre. 28806 Alcalá de Henares (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).

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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Asociación
Científico-técnica
del Hormigón
Estructural

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

Secretaría Administrativa: Instituto Eduardo Torroja. c/ Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid. Tlf.: 91 766 07 03. Fax: 91 766 26 00 ♦ **N.I.F.:** G-28813442
Secretaría Técnica: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Ciudad Universitaria s/n. 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025