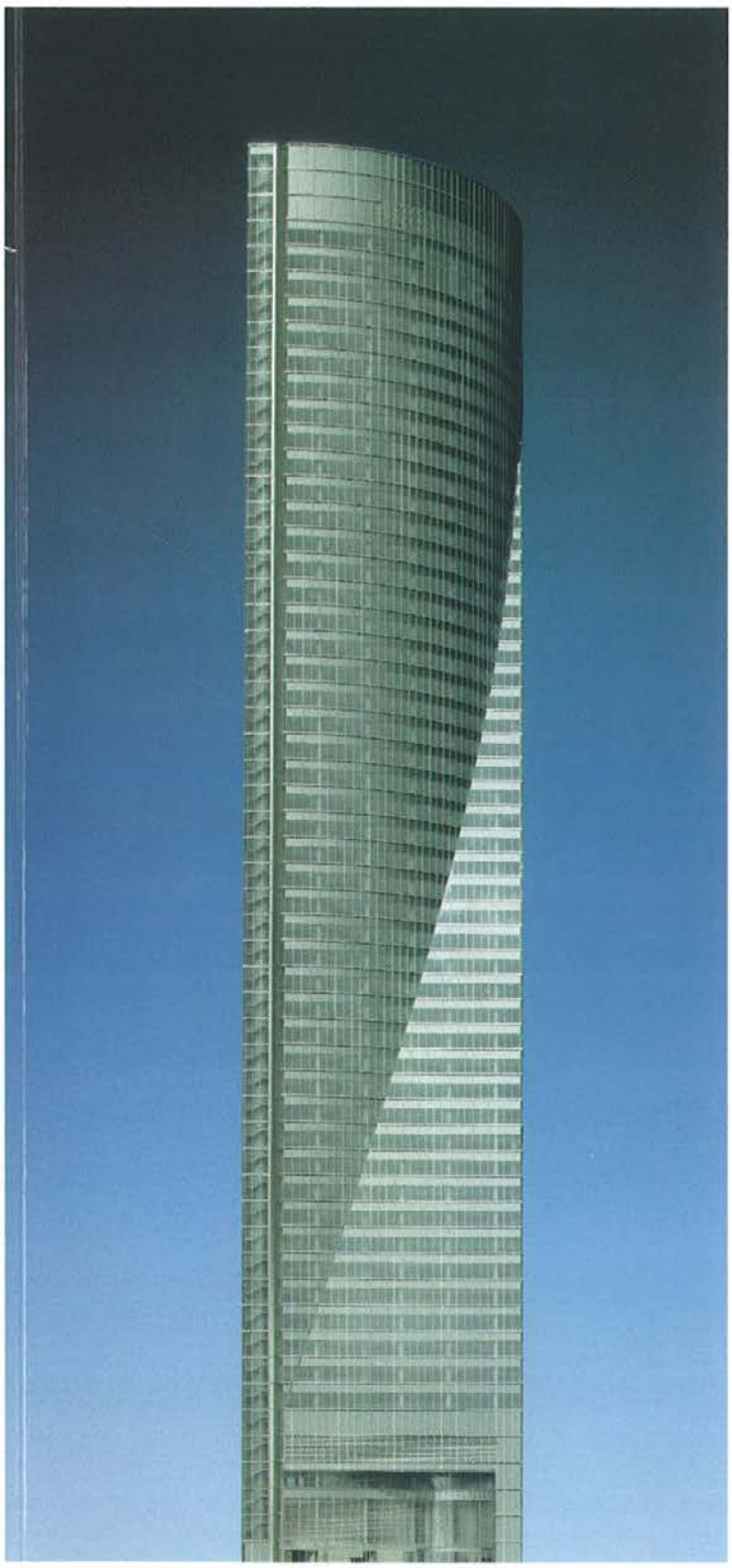
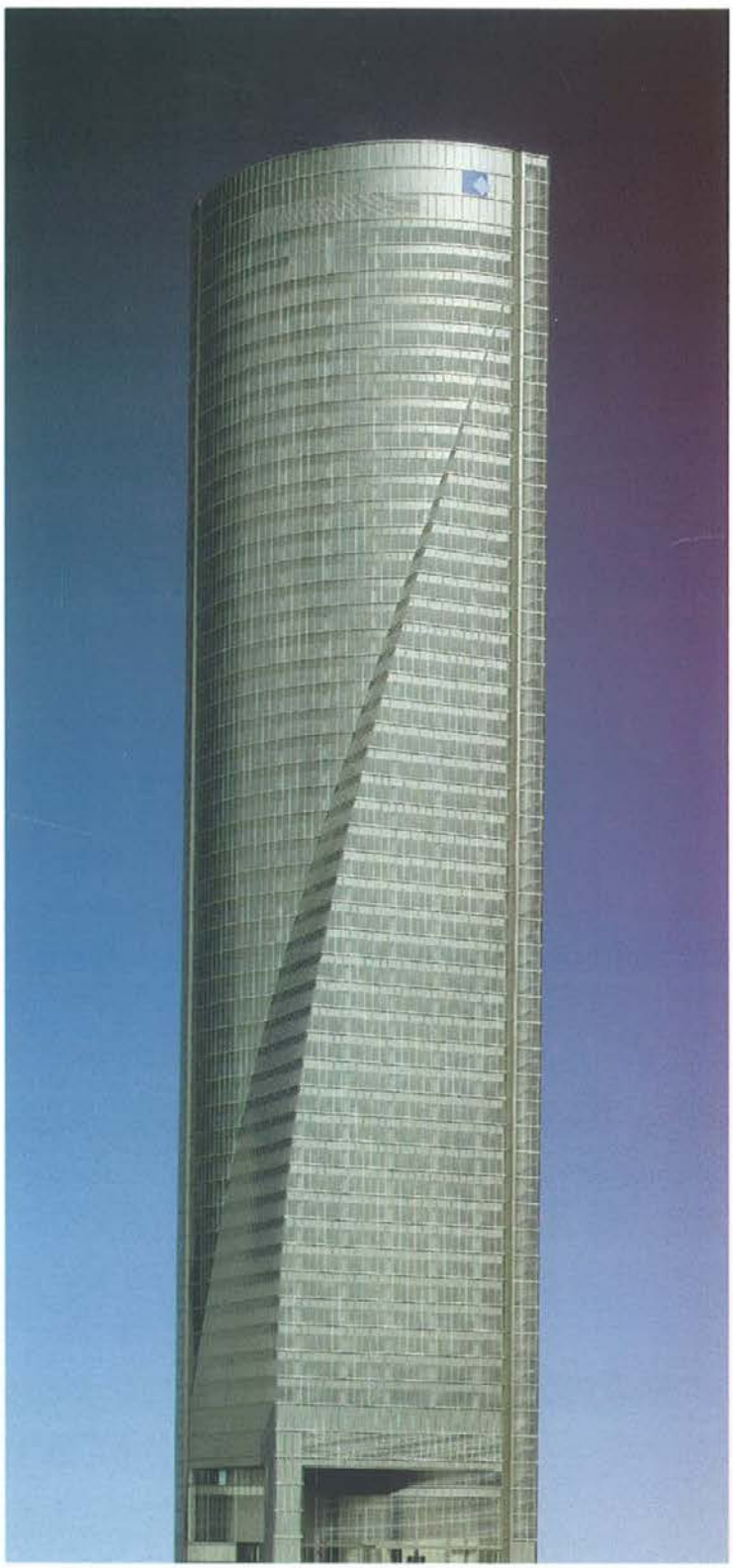
# HORMIGÓN y acero

**Núms. 228-229**

Segundo y tercer trimestre
de 2003





**Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural**

**http://www.e-ache.net**

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# 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.**–P.º de la Castellana, 155 - 1. 28046 Madrid.

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

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

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

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

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

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

**FUNDACIÓN 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 24/11/2026

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

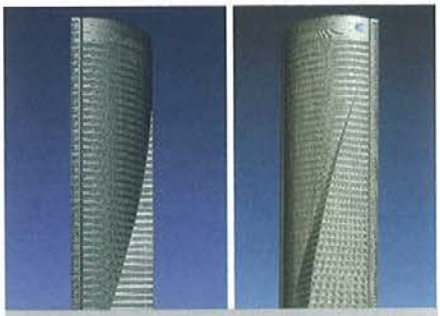


Foto de portada: Maqueta del edificio Torre Espacio.

# HORMIGÓN y acero

índice

SERVICIO DE ESTUDIOS ESPECIALES

CARTA DEL DIRECTOR EN FUNCIONES ..... 4

ARTÍCULO CENTRAL

Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura. Aplicación particular al edificio Torre Espacio en la Castellana de Madrid ..... 5-14
*High strength concrete in the construction of tall buildings. Specific application to the Torre Espacio Building in the Paseo de la Castellana in Madrid*
*Julio Martínez Calzón*

HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA
Coordinador: Pedro Miguel Sosa

Bases de Cálculo para el Hormigón de alta Resistencia ..... 15-38
*Basis of design for high strength concrete structures*
*Antonio Marí Vernat y Antoni Cladera Bohigas*

Los hormigones especiales como producto industrial ..... 39-44
*The special concretes like industrial product*
*Pilar Palacios Navarrete y Ernesto Navarrete de Cárcer*

Los hormigones de alta resistencia y la prefabricación ..... 45-55
*High streght concrete and precasting*
*Fernando Hue García*

El H.A.P. en el Arco de los Tilos ..... 57-66
*H.P.C in Tilos' Arch*
*Santiago Pérez Fadón, José Emilio Herrero, Pablo González Torijano y Juan José Sánchez*

El control de calidad en hormigones de alta resistencia ..... 67-73
*Quality control of high strengh concrete*
*Jaime Fernández Gómez*

HORMIGÓN CON ÁRIDO LIGERO
Coordinador: D. José Calavera Ruiz

Características técnicas y aplicaciones con hormigones ligeros ..... 75-83
*Light weight concrete properties and applications*
*Isabel Gayo*

Dosificación y fabricación de hormigones ligeros ..... 85-91
*Dosage and production of light-weight concrete*
*José María Bueno Sendra*

Control de calidad de obras con hormigones ligeros ..... 93-96
*Lightweight concrete control*
*Enrique González Valle*

Aplicación de hormigones con árido ligero a la ampliación de tablero de puente. Puente sobre el Barranco de Torrent ..... 97-106
*Light weight concrete application to the widening of masonry arch bridges*
*José A. Martín Caro*

Los hormigones especiales en el Eurocódigo 2. Hormigones de alta resistencia y hormigones ligeros ..... 107-131
*High Strength and Lightweight Concretes in Eurocode 2.*
*Hugo Corres Peiretti, Alejandro Pérez Caldentey, María Fernanda Defant Erimbaue, Patricio Sebastián Padilla Lasavelli, Valentín Moreno Padilla*

**EDITAN:**

ache

*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 en funciones:**
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.**



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL



# HORMIGÓN y acero

Foto de portada: Maqueta del edificio Torre Espacio.

EDITAN:

ache

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 en funciones:
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.

## HORMIGÓN AUTOCOMPACTABLE
Coordinador: D. Antonio Garrido

Hormigón autocompactable. Visión general ..... 133-137
*Self-compacting concrete: overview*
*David Revuelta Crespo y Luis Fernández Luco*

Utilización de los aditivos en el hormigón autocompactable ..... 139-142
*Using of admixtures in self compacting concrete*
*Juan Domínguez García-Cuevas*

El hormigón autocompactable: Tecnología sostenible en la industria de la construcción ..... 143-148
*Self-compactin concrete: Sustainable technology for the construction industry*
*Antonia Pacios Álvarez*

Obras y realizaciones con hormigones autocompactables ..... 149-159
*Projects and works carried out using self-compacting concrete*
*Pere Borralleras Mas*

Empleo del hormigón autocompactable en la prefabricación ..... 161-166
*Self Compacting Concrete in the precast concrete industry*
*Manuel Esteban García, Ferrán Navarro Ferrer*

## HORMIGONES CON FIBRAS
Coordinador: Ilmo. Sr. D. José Manuel Gálligo Estévez

Hormigones con fibras. Tecnología y propiedades generales ..... 167-176
*Fiber concrete: technology and general properties*
*Manuel Fernández Cánovas*

Construcción de la JCHYPAR, una lámina delgada de hormigón reforzado con fibras de acero en el oceanográfico de Valencia ..... 177-186
*Construction of the JCHYPAR, a steel fiber reinforced concrete membrane at the ozeanographic park in Valencia*
*Alberto Domingo Cabo, Carlos Lázaro y Pedro Serna Ros*

Obras con hormigones con fibras ..... 187-206
*Jobs with concrete and fibres*
*Julio César Rossi Pérez*

## HORMIGONES RECICLADO
Coordinador: Ilmo Sr. D. Rafael Astudillo Pastor

Potencialidades del hormigón estructural y su tecnología en el marco de la sostenibilidad de la construcción ..... 207-217
*On the contribution of structural concrete to sostenaible development*
*Antonio Aguado, Marilda Barra, José Manuel Gómez-Soberón y Belén González*



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Presentación del número monográfico de "Hormigón y Acero" sobre hormigones especiales

Querido lector:

Tienes en tus manos el número monográfico de Hormigón y Acero sobre Hormigones Especiales. Este volumen, dado su tamaño, cubre el segundo y tercer trimestre de 2003, y recoge las ponencias que se han presentado a las Jornadas sobre este tema, celebradas en Madrid los días 17 y 18 de junio del presente año.

El primer encuentro realizado en España sobre este tema, hormigones especiales, fue en mayo del año 1981. El profesor Antonio Aguado, miembro de nuestra asociación, organizó por aquellas fechas un curso de día y medio de duración, que se celebró en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona. En aquella ocasión se presentaron 10 comunicaciones, que se recogieron en una memoria del encuentro. Por estas mismas fechas, en el curso 1980-1981, el profesor Aguado había comenzado a impartir, por primera vez en España, un curso de Hormigones Especiales para los alumnos de grado de la mencionada Escuela.

Desde entonces, los aspectos tecnológicos han avanzado mucho. Donde sólo había experiencias de laboratorio y alguna realización tímida, hoy tenemos una tecnología altamente desarrollada. Temas que habían comenzado a desarrollarse, como el de los hormigones ligeros, sufrieron una crisis de utilización a consecuencia de los altos costes energéticos de producción de los áridos. El tema medioambiental, que empezaba a ser tímidamente considerado por los ingenieros, hoy toma un cuerpo fundamental con el reto de la sostenibilidad, que se traduce, en el campo de los hormigones, en el inicio del empleo de hormigones reciclados.

El impulsor de estas jornadas ha sido nuestro presidente, profesor Hugo Corres. El Comité Organizador ha estado formado por los señores Juan Carlos López Agüí, Julio Vaquero, José Luis Aleixandre, Fernando Rodríguez, Elvira Sánchez y las secretarias de ACHE: Estrella Rodríguez y Beatriz Gutiérrez. En el número se abordan cinco grandes temas: hormigón de *Alta Resistencia* ( 5 artículos*)*, hormigón con *Áridos Ligeros* (5 artículos), hormigón *Autocompactable* (5 artículos*)*, hormigones con *Fibras* ( 3 artículos) y hormigones *Reciclados* ( 3 artículos*)*, habiendo estado coordinados por los señores Pedro Miguel Sosa, José Calavera, Antonio Garrido, José Manuel Gálligo y Rafael Astudillo respectivamente. Como artículo central, el comité de redaeción ha escogido la ponencia de Julio Martínez Calzón, proyectista de la estructura del edificio Torre Espacio, en el paseo de la Castellana de Madrid.

Dado que las ponencias han sido encargadas por el Comité Organizador a personas de reconocido prestigio, no se ha realizado la revisión de cada una de ellas por los censores habituales de la revista, sino que se ha llevado a cabo una supervisión particular según un procedimiento "ad-hoc" implantado por el Comité Organizador.

Deseamos, lector, que disfrutes con el presente número.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura

## Aplicación particular al Edificio Torre Espacio en el Paseo de la Castellana Madrid

## *Specific application to the Torre Espacio Building in the Paseo de la Castellana in Madrid*

*Specific application to the Torre Espacio Building in the Paseo de la Castellana in Madrid*

**Julio Martínez Calzón**
Dr. Ingeniero de Caminos

MC2 Estudio de Ingeniería, S.L.

**RESUMEN**

La utilización de los hormigones de alta resistencia en las estructuras de edificación de gran altura ha experimentado un notable incremento debido a la idoneidad de sus prestaciones en los elementos portantes verticales, que no se limitan exclusivamente al aumento de la capacidad resistente y lo que ello supone de reducción de dimensiones, volúmenes y pesos, sino también a la gran mejora que aportan en lo referente a la durabilidad y a los aspectos reológicos.

No obstante, para alcanzar la máxima efectividad de su empleo, el proyecto de la estructura debe tener en consideración los criterios específicos que se señalan, de forma de evitar o reducir la incidencia que las deformaciones diferidas de dichas piezas verticales, aunque mejoradas respecto a las que se obtendrían con hormigones normales, implican en la respuesta del sistema a largo plazo.

La exposición se completa con la descripción de la aplicación de estos hormigones al proyecto del Edificio Torre Espacio en el Paseo de la Castellana en Madrid.

***SUMMARY***

*The use of high strength concrete in tall buildings has become increasingly more widespread due to the suitability of its characteristics in vertical bearing elements. These characteristics are not purely limited to increase the strength capacity and the ensuing reduction in size, volume and weight, but also to the great improvements related to durability and time dependent effects.*

*However, in order to ensure maximum effectiveness, the design of the structure should take into account the specific criteria indicated in the paper, in order to prevent or reduce the effects that creep in vertical members may have on the long-term response of the structure, even though this is very much improved compared to that obtained from normal concrete.*

*The paper includes a description of the use of this type of concrete in the Torre Espacio Building in the Paseo de la Castellana in Madrid.*

---

La presencia de los Hormigones de Alta Resistencia (HAR) en el ámbito de la construcción de edificios ha tenido una introducción muy acompasada con el avance de sus posibilidades de utilización sistemática y económica, y con las condiciones de su adecuada puesta en obra, hasta lograr que su uso pueda considerarse como si se tratara prácticamente de un hormigón habitual. Actualmente estas condiciones se cumplen y la decisión de su utilización se establece en relación con aspectos relacionados muy diversamente con el edificio: tipología estructural, rapidez de ejecución, economía generalizada, etc.; pero puede decirse que su utilización resulta muy competitiva en muchas ocasiones para la realización de los elementos verticales de las estructuras de altura.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Figura 1. Lake Point Tower, Chicago.



Figura 2. South Wacker Drive, Chicago.



Figura 3. Two Prudential Plaza, Chicago.



Figura 4. Two Union Square, Seattle.



Figura 5. Torres Petronas, Kuala Lumpur.

El desarrollo de este tipo de hormigones: $f_c \geq 50$ MPa, en la Edificación de Gran Altura (EGA) comienza en Chicago hacia 1970, siendo su edificio más representativo el *Lake Point Tower* (H ≅ 180 m; $f_c$ = 55 MPa) (Fig. 1); alcanza un rango muy importante hacia 1990 en los edificios del *311 South Wacker Drive* (H ≅ 290 m; $f_c$ = 84 MPa) (Fig. 2) y *Two Prudential Plaza* (H ≅ 275 m; $f_c$ = 84 MPa) (Fig. 3) y actualmente, saliendo de sus orígenes, sus ejemplos más destacados son los edificios *Two Union Square* en Seattle (H ≅ 220 m; $f_c$ = 133 MPa) (Fig. 4) en cuanto a resistencia y las *Torres Petronas* de Kuala Lumpur en Malasia (H ≅ 450 m; $f_c$ = 89 MPa) (Fig. 5) considerando la altura.

La adecuación de los HAR a la Edificación de Gran Altura aparece casi como algo obvio o inmediato, ya que su rendimiento bajo solicitaciones dominantes de grandes compresiones determina reducciones notables de sección en los elementos resistentes verticales, lo que lleva aparejado –además de la mayor superficie útil del edificio– unos volúmenes de puesta en obra menores y unos pesos propios asimismo menores, que en los casos de gran número de plantas determinan unas ventajas claras y bien definidas[1].

Objetivamente esto es así, pero no del todo. Existen interacciones entre los diferentes elementos resistentes que cons-

[1] Independientemente de las mejores condiciones de durabilidad y la reducción de la incidencia de la retracción y la fluencia, que estos hormigones determinan.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

tituyen la estructura de un EGA, que requieren ser analizados más a fondo y en pormenor, y que dependen y se interrelacionan en gran medida con los siguientes factores:

- Tipología estructural del edificio, especialmente en lo relativo a las acciones horizontales.
- Tipología de las estructuras de las plantas y disposición y relación de las superficies que actúan sobre los diferentes elementos verticales.
- Incidencias de las solicitaciones permanentes que actúan sobre dichos elementos verticales.
- Proceso constructivo de la estructura.
- Programa temporal de acabados, especialmente pavimentos.

En términos generales, podría decirse que el empleo del HAR no experimentaría reduccionismo alguno si las acciones permanentes en los sistemas verticales determinaran estados de tensión homogéneos en el hormigón de los diversos elementos portantes, de manera que las deformaciones diferidas de los mismos resulten prácticamente semejantes.

Pero esta condición no es fácil de alcanzar en la EGA puesto que uno de los aspectos dominantes de estos edificios consiste en controlar la respuesta resistente, estática y dinámica, de la estructura frente a las acciones horizontales de viento y eventualmente sismo.

Para ello, en general, los sistemas estructurales tienden a utilizar las envolturas de los cuerpos de comunicaciones e instalaciones: núcleos de ascensores y/o escaleras; patios de conducciones; divisiones importantes; etc.; en el intento de crear grandes tubos cerrados o semiabiertos, pantallas, o combinaciones de estos elementos, en orden a conseguir un esquema de la mayor rigidez posible para el sistema resistente en ménsula vertical, huyendo, como es lógico, de los sistemas de entramado, de mucha mayor deformabilidad.

Los requerimientos de confort y funcionalidad de las plantas superiores de los edificios de altura frente a las solicitaciones horizontales determinan, para los antedichos tipos de núcleos o pantallas, espesores de sus paredes que no se corresponden con la condición antes señalada de conseguir tensiones permanentes semejantes a las de los soportes aislados que completan el conjunto de piezas verticales sustentantes, al no incorporarse a dichas piezas especiales –precisamente por ser en gran medida huecas o con zonas de forjado con grandes huecos muy próximas– unas cargas permanentes capaces de lograr tales estados de tensión permanente.

Además, las necesidades funcionales de las superficies útiles de las plantas llevan a incluir, en general, el menor número posible de soportes para favorecer los procesos constructivos, planteándose por tanto un empleo mucho más activo de la capacidad de estos elementos aislados.

Esto trae como consecuencia que, de manera general, salvo en edificios diseñados con criterios muy específicos, la relación de tensiones permanentes entre los soportes y los núcleos o pantallas de un EGA puede oscilar alrededor de 3 veces, o incluso más en ciertos casos. Consiguientemente las deformaciones diferidas en los soportes serán de 2 a 3 veces mayores que en los núcleos o pantallas.

Así, por ejemplo, adoptando tensiones medias permanentes en el HAR de un soporte del orden de 18 MPa (≅ 180 kp/cm$^2$), esto equivaldría a un valor elástico de la deformación $\varepsilon_{oc} \cong 5{,}10^{-4} \cong 0{,}5$ mm/m, lo que representaría para una planta alta, en el entorno de H = 175 m, un descenso elástico del orden de 90 mm que, debido a los procesos constructivos planta a planta, pueden reducirse a un orden de la mitad, es decir unos 45 mm; y a un descenso diferido de fluencia y retracción del orden de 250 mm, considerando valores de $\varphi_\infty \cong 2{,}4$ y $\varepsilon'_{cs\infty} = 18{,}10^{-5}$, bastante más reducidos que los de los hormigones normales.

Consiguientemente el descenso total del soporte a esa altura se situaría en el entorno de unos 295 mm.

Por el contrario, en un núcleo la tensión permanente podría situarse, para un hormigón H30, en un orden de 6 MPa (≅ 60 kp/cm$^2$) con unos valores elásticos y diferidos correlativos de los antedichos del orden de 18 y 154 mm respectivamente considerando valores de $\varphi_\infty \cong 3{,}25$ y $\varepsilon'_{cs\infty} = 25{,}10^{-5}$; con un descenso total del núcleo a la referida altura del orden de 172 mm. Esto significaría un asiento diferencial neto entre soportes y núcleos del orden de 123 mm, y aún mayores en plantas superiores, difícilmente asumibles por la funcionalidad y los acabados del edificio.

Las posibilidades para reducir estos valores son muy diversas:

- Utilización de hormigones HAR con valores mínimos de $\varphi_\infty$ y $\varepsilon_{cs\infty}$ lo que conlleva una ejecución muy cuidadosa y más costosa (a/c ≅ 0.3; microsílice; superfluidificantes en proporciones elevadas; etc).
- Empleo de importantes cuantías de armaduras en los soportes y prácticamente mínimas en los núcleos; lo que determina una reducción aproximada del 20% en las diferencias antedichas, pero aún así todavía alejadas de los valores prácticos admisibles.
- Reducción de las secciones de los núcleos y aumento de sus dimensiones exteriores geométricas. Condiciones poco favorables usualmente al estar estos aspectos muy penalizados por las condiciones arquitectónicas y de rentabilidad de las plantas.
- Incremento de las cargas en los núcleos (concentración de su proximidad de aljibes; centros de instalaciones, etc.) procesos válidos pero poco eficaces en valor absoluto.
- Incremento de acero en los soportes empleando secciones mixtas y reduciendo la dimensión y sección real del hormigón.
- Incremento de la sección estricta necesaria de hormigón, con pérdida de la eficacia y sentido del uso del HAR.
- Máximo retraso posible en la colocación de pavimentos, cerramientos y tabiquería respecto a la ejecución de la estructura.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Y en general resulta obligada una combinación de todos estos factores, para poder alcanzar las condiciones funcionales requeridas.

De todo lo anterior puede establecerse una generalización, siempre arriesgada pero orientativa, que diría:

> *"La utilización del HAR en los soportes de los EGA no puede extenderse activamente a la totalidad de su altura sino que, en términos generales debería limitarse al 40% de la misma o ligeramente superior. Además estas piezas deben ir fuertemente armadas o incluso combinadas en secciones mixtas".*

Para poder evitar estos condicionamientos, en orden a reducir los asientos diferenciales entre los núcleos y soportes, el sistema estructural debería diseñarse en total interacción con el arquitectónico con el fin de graduar adecuadamente las solicitaciones permanentes de ambos tipos de piezas.

Así tipologías estructurales del tipo de las definidas en las figuras 6 y 7, en las que amplias superficies apoyan mediante voladizos o vigas en los núcleos, podrían llegar a ser completadas en su totalidad con HAR; mientras que en los sistemas del tipo de los incluidos en las figuras 8 y 9, con superficies relativamente estrictas cargando sobre los núcleos, no será prácticamente posible alcanzar tales condiciones.

Obviamente, en las estructuras aporticadas o del tipo de tubos ligados (*bundled tubes*) la utilización sería perfectamente factible en la práctica totalidad de la obra.

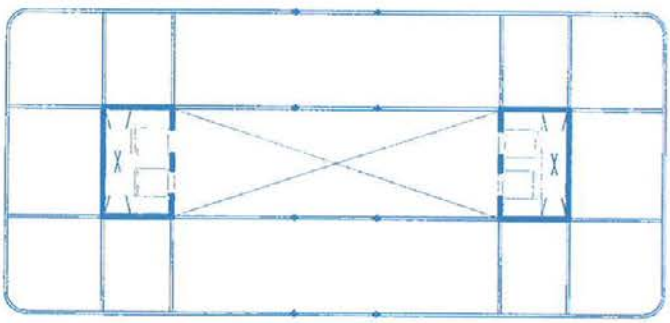


Figura 6

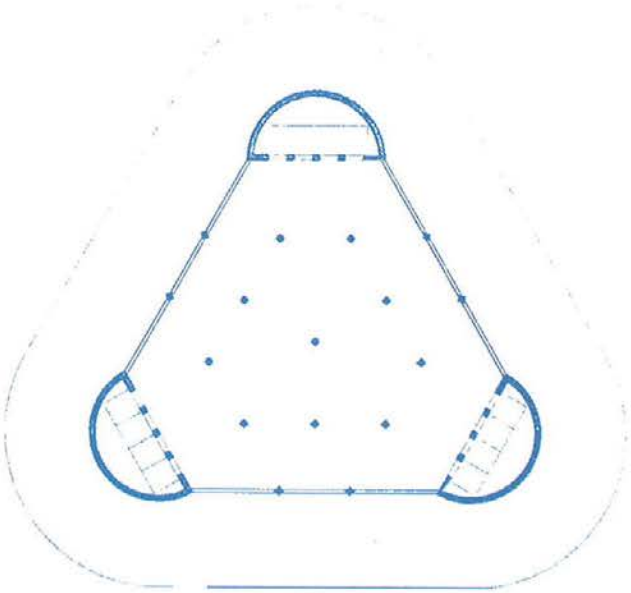


Figura 7

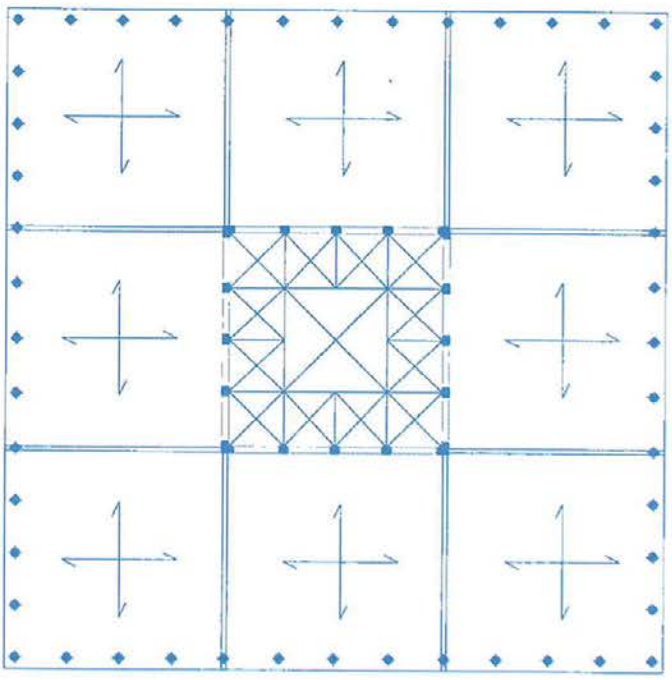


Figura 8

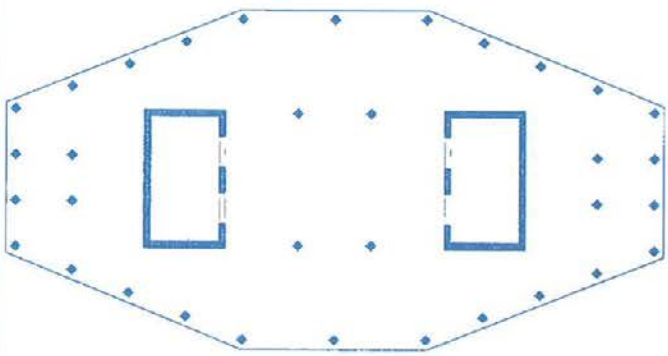


Figura 9



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

El siguiente punto de reflexión relativo a los HAR corresponde a la interacción entre soportes y forjados. En general, estos últimos no requieren el empleo de HAR al estar usualmente condicionados por los factores de esbeltez (flecha), a causa de la tendencia a reducir el número de soportes e incrementar las luces de los vanos de las plantas.

La tipología de los forjados es asimismo un factor influyente. Los tipos más empleados actualmente en la EGA son los siguientes:

- Losas macizas y casetonadas, armadas o pretensadas, en hormigones normales o ligeros.
- Losas mixtas de chapa plegada con sistemas de vigas aligeradas, alveoladas o en celosía.
- Sistemas prefabricados apoyados en vigas de fachada, o interiores muy aligeradas, para paso de instalaciones.

La flexibilidad, el peso, y los procesos constructivos de estos sistemas inciden también en gran medida en el uso más o menos activo del HAR para los soportes. Así:

- En los forjados de hormigón del primer tipo, la ejecución usual: soporte-losa-soporte, requiere que las zonas de piso atravesados por los soportes deben ser realizadas con el HAR empleado para estos, lo cual determina la necesaria ejecución de la losa en dos fases:

  1.ª) Hormigonado de las zonas de soporte y próximas al mismo, en HAR; con la necesaria disposición de contenciones para mantener adecuadamente confinado y colocado este hormigón.

  2.ª) Zonas de vanos, en hormigón normal.

- En los otros dos casos el proceso anterior puede evitarse, al tener la posibilidad de no interrumpir la sección del soporte (Fig. 10).

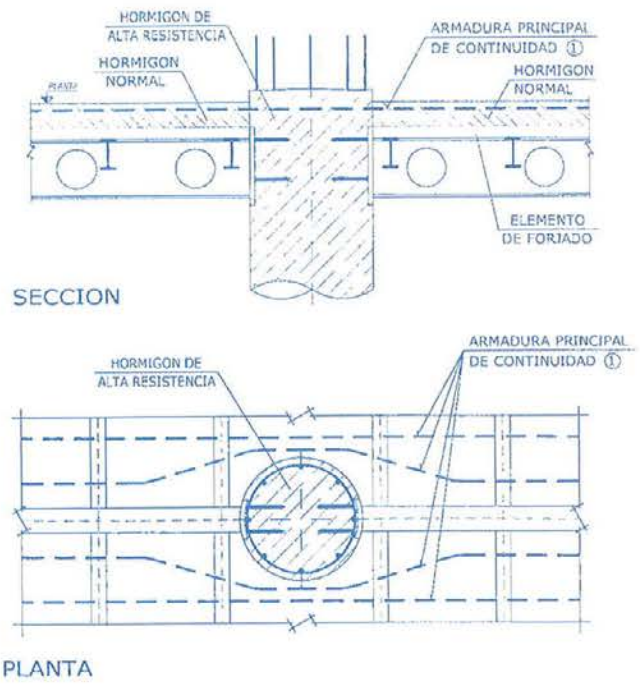



Figura 10. Intersección de soportes y forjados.

Asimismo, aspectos semejantes se dan también en las cimentaciones, normalmente realizadas en hormigones normales, requiriéndose el realizar zonas de transferencia relativamente importantes con el HAR (Fig. 11).




Figura 11. Arranque de soportes.

El empleo del HAR en los núcleos es prácticamente innecesario, salvo esquemas estructurales y funcionales muy expresamente diseñados, como ha quedado antes expuesto.

Como resumen de todo lo antedicho podría enunciarse lo siguiente:

El empleo de hormigones de alta resistencia en las piezas verticales de los edificios de gran altura solo puede llevarse a cabo en porcentajes muy elevados, si el proceso de configuración y diseño del edificio es llevado a cabo en forma interactiva y adecuada entre la Ingeniería Estructural y la Arquitectura teniendo en cuenta las premisas mencionadas.

El caso particular al que ahora pasaré a referirme, no ha sido precisamente proyectado bajo estas características, sino que se han dado las usuales de tener que definir una estructura a partir de una diseño arquitectónico y funcional establecido –en este caso resultado de un concurso restringido de propuestas entre grandes arquitectos–, al cual debe incorporarse con las mínimas interacciones posibles un sistema resistente en parte preconcebido durante la fase de la concepción arquitectónica.

El edificio TORRE ESPACIO, actualmente en fase final del proyecto, presenta las siguientes características (Fig. 12):

Altura total: 237 m; (219 m sobre rasante)
62 plantas; (56 plantas sobre rasante)
6 sótanos, con una profundidad total de 18,4 m

Dimensiones en planta: 42,6 x 42,6 m

Arquitectos: Pei, Cobb, Freed & Partners; Nueva York.
Arquitecto Asociado:
Reid Fenwick Asociados; Madrid.

Propiedad: Inmobiliaria Espacio (Grupo Villar Mir).



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

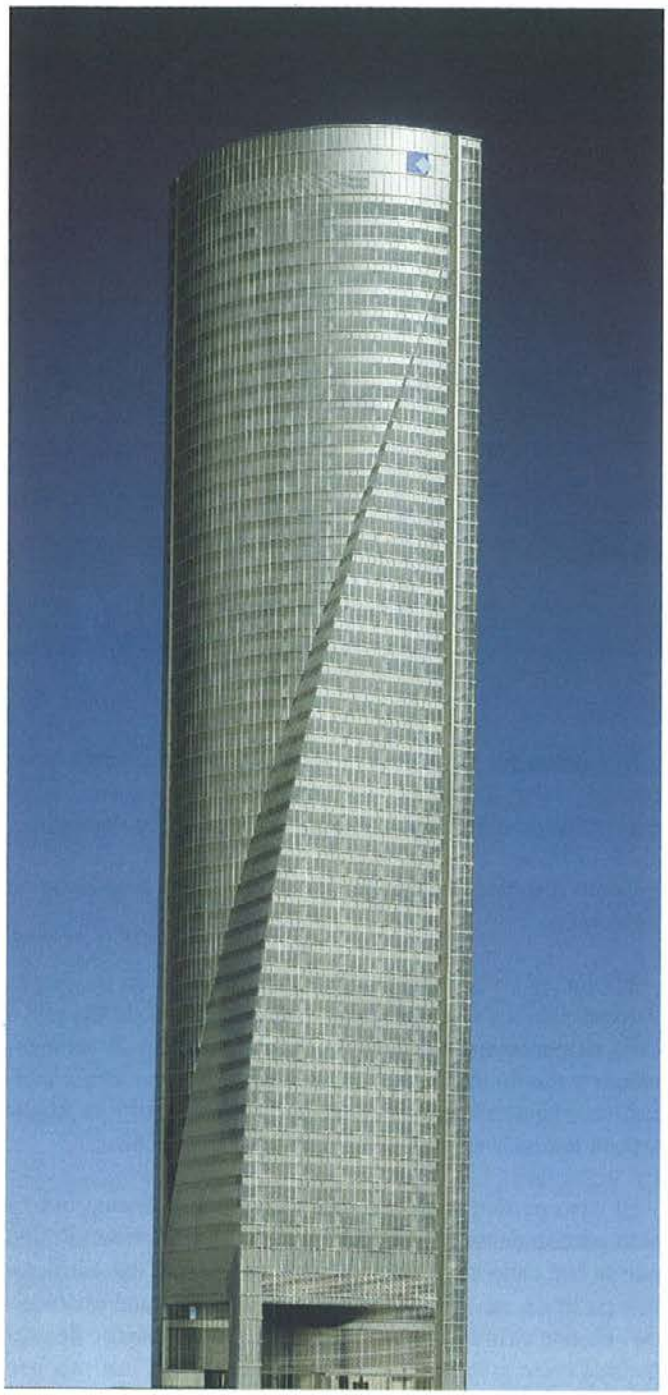


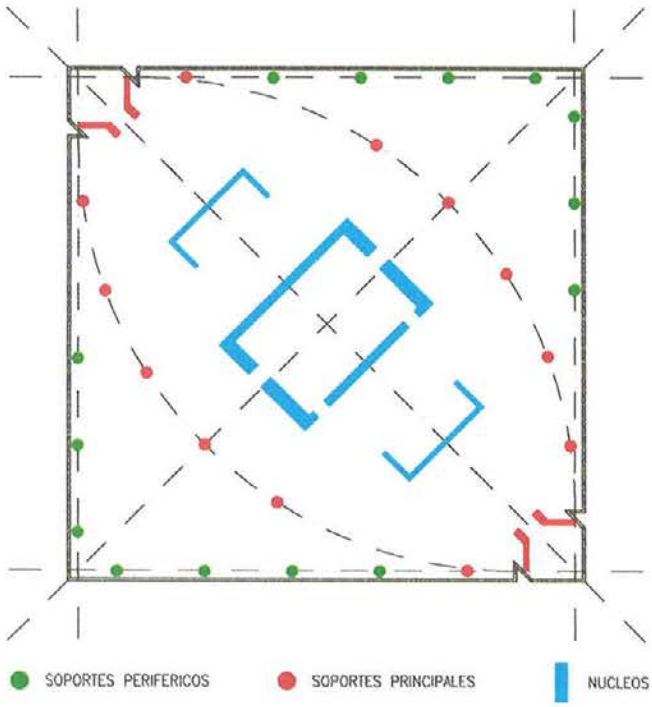
Figura 12. Edificio Torre Espacio, Madrid

Asimismo, la propiedad consideró obligado la realización del edificio en su práctica totalidad en hormigón armado, y con la máxima utilización posible del HAR con resistencias comprendidas entre 60 y 80 MPa.

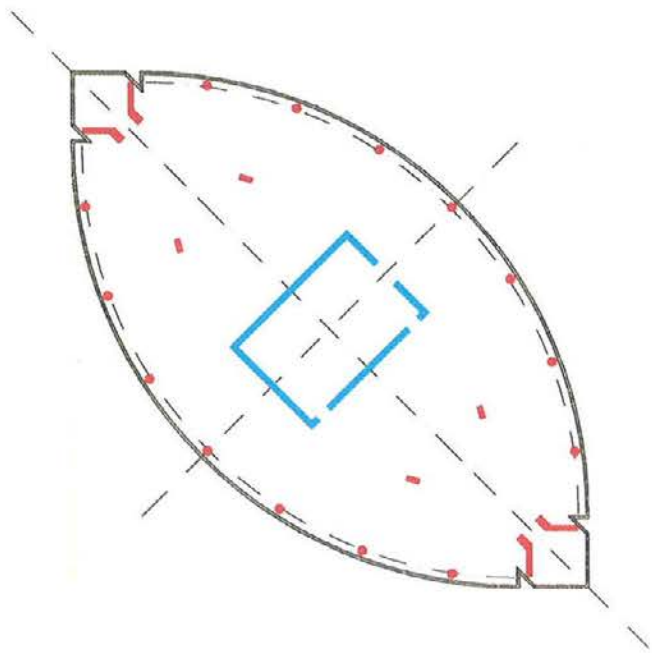
Del estudio de la Arquitectura y las distribuciones del edificio, inmediatamente se puso de manifiesto su pertenencia al grupo de soluciones no ajustadas a un uso amplio del HAR y, por tanto, que el empleo del mismo solo sería relativo o parcial.

El esquema estructural principal considerado responde al tipo denominado como sistemas "sombrero" o "cinturón"; consistente en la interacción de un tubo o núcleo central y un grupo de soportes periféricos vinculado a aquél, en coronación (sombrero) o a una altura intermedia (cinturón), mediante grandes elementos flectados, para conseguir mediante la transferencia de axiles de compresión y tracción, a uno y otro lado del núcleo, la colaboración de tales soportes en el proceso deformativo frente a las acciones horizontales.

En el presente caso el sistema es del tipo cinturón, y la composición completa del sistema estructural está formada por los siguientes subsistemas (Fig. 13 y 14):




ESQUEMA DE PLANTA EN ZONA BAJA DEL EDIFICIO



ESQUEMA DE PLANTA EN ZONA ALTA DEL EDIFICIO

Figura 13



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026




Figura 14

1. Sistema o tubo central; compuesto por tres núcleos de hormigón, centrados en la planta, cada uno de los cuales envuelve una batería de ascensores: el central, de sección rectangular cerrada y más amplio, se extiende a la totalidad de la altura del edificio; mientras que los dos restantes, de sección también rectangular pero abierta en C, se interrumpen a alturas intermedias.

2. Grupo de soporte principales; formado por 10 de las unidades pertenecientes al conjunto de soportes dispuestos en la periferia de la elipse que conforma la parte central del edificio que se alza, a través de las zonas inferiores más complejas, hasta la coronación.

   Dichos soportes se vinculan a los núcleos mediante el sistema cinturón descrito más adelante.

   Otros 8 soportes, 4 periféricos y 4 de esquinas en las zonas de las escaleras de emergencia completan este grupo, constituido por piezas de tipo mixto.

3. Sistema cinturón; conjunto de grandes vigas radiales, que partiendo del núcleo central cerrado, como prolongación de sus lados cortos, se unen a dos grandes vigas de fachada, cada una de las cuales conecta 5 de los soportes principales antedichos.

   Este sistema se sitúa a unos 2/3 de la altura total, aprovechando la necesidad de una entreplanta técnica, que también resultaba favorable el ubicar a esta altura, y su trabajo fundamental se efectúa en la dirección transversal a la elipse, y más desfavorable del núcleo, aunque también colabora en la longitudinal, más favorable.

4. Soportes periféricos de fachada; en parte verticales y en parte inclinados según se sitúen en las fachadas planas o curvas respectivamente, que cierren la parte inferior del edificio, la cual surge de una planta cuadrada y termina a alturas muy variadas, a medida que la macla con la elipse central va desapareciendo. Su trabajo frente a las acciones horizontales en el computo del edificio, aunque menor que el de los soportes principales, no es despreciable y se produce a través de las placas de forjado.

5. Dos grandes vigas cargadero; situadas en la parte inferior, en dos lados adyacentes del cuadrado que constituye la planta total, recogen a los soportes superiores de estas dos fachadas para liberar las zonas bajas y crear un gran hall-mezanine en la zona de accesos principales al edificio.

6. Forjados de piso; constituidos por losas macizas de hormigón armado de 28 cm de espesor, empotradas elásticamente con los núcleos y soportes de la estructura.

7. Losa de cimentación.

Dentro del tema del HAR que nos ocupa, puede señalarse que fueron llevados a cabo inicialmente modelos simplificados que reproducían la estructura global del edificio, pero agrupando los forjados en bloques de 4 plantas. Se contrastaron así rigideces variables para los sistemas 1, 2 y 3 de núcleos, soportes principales y cinturón, para optimizar las condiciones de su trabajo conjunto respecto a las acciones horizontales de viento.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Asimismo, el modelo citado permitió establecer dimensiones correctas de tales elementos y las posibilidades de empleo real del HAR en las zonas apropiadas del edificio, considerando las condicionantes deformativas entre sistemas, previamente descritas.

Antes de precisar estos temas, debe también exponerse en forma somera el control llevado a cabo relativo a las referidas acciones horizontales.

En primer lugar, fueron evaluadas las fuerzas globales de arrastre (coeficiente eólico), mediante los valores analíticos proporcionados por el EC1 y las recomendaciones de la ECCM, a partir de la velocidad de referencia adoptada $V_{ref} = 24$ m/seg, correspondiente a Madrid, según la IAP.

En paralelo, se llevó a cabo la realización de un modelo rígido en túnel de viento que permitió estimar estos mismos valores de arrastre, así como las fluctuaciones de puntas y valles de presión y succión en las fachadas y zonas inferiores.

Este modelo a escala 1/200, llevado a cabo en la E.T.S. de Ingenieros Aeronáuticos de Madrid, fue sometido a una solicitación de viento uniforme, sin consideración por tanto, de la capa límite (configuración del terreno) pero teniendo en consideración la cercana presencia de otro edificio análogo a construirse en breve plazo.

Los valores globales de los momentos en la base de la torre obtenidos por este procedimiento fueron superiores a los deducidos del análisis normativo:

- 24% en la dirección transversal a la elipse;
- 38% en la dirección longitudinal a la misma.

Finalmente, fue llevada a cabo la realización de otro modelo en túnel de viento en los Laboratorios Davenport de Ontario (Canadá)[2], a escala 1/400, en el que fue considerado el efecto de la capa límite, mediante la disposición detallada del relieve y edificaciones del entorno actual: zonas suburbanas al norte y urbanas al sur, en un entorno de radio 500 m centrado en el edificio.

Asimismo, se tuvo en consideración la presencia en un futuro inmediato del edificio semejante en la proximidad y dispuesto en la forma más desfavorable posible respecto al de estudio.

La modelización del viento incorporaba el gradiente vertical de velocidades medias del viento real previsible, con un valor de la velocidad de referencia (a 10 m de altura) de 27 m/seg.[3]; y una velocidad media de gradiente en una hora de 48 m/seg.

Este ensayo permite obtener, a partir de un procedimientos recientemente desarrollado por el citado laboratorio, las acciones dinámicas producidas por el viento mediante la integración de las medidas de presión instantáneas controladas simultáneamente en todos los puntos medidos, mediante una lectura de alta velocidad.

Con estos datos y las propiedades modales de la respuesta dinámica aeroelástica del modelo analítico previamente estudiado, considerando coeficientes de amortiguamiento estructural comprendidos entre 1 y 2%, fundamentalmente (aunque también se estudiaron valores adicionales de 0,5%, 0,8% y 4% para garantizar la sensibilidad del sistema), se determinaron los efectos globales sobre la estructura: movimientos horizontales, aceleraciones y acciones estáticas equivalentes. En el estudio final de la estructura se adoptaron los valores correspondientes al amortiguamiento estructural del 1,5% que se estima perfectamente apropiado, del lado de la seguridad, para el tipo estructural y el material dominante del edificio.

Las frecuencias obtenidas de los modos principales del edificio, y empleadas en el control antedicho fueron (Fig. 15):

| | | |
|---|---|---|
| Modo 1 | 0,126 Hz | (Periodo 7,9 seg) |
| Modo 2 | 0,154 Hz | |
| Modo 3 | 0,323 Hz | |

Este ensayo confirmó, con ligeras reducciones, los valores globales de arrastre obtenidos y determinó que la respuesta dinámica del edificio, predimensionado con los valores de los análisis previos, basados en la condición de limitar el desplazamiento en coronación a un valor $\delta \leq H/500 \equiv 0.47$ m, ofrecía condiciones apropiadas:

Para acciones de viento con periodo de retorno de 10 años, la aceleración máxima prevista en la planta superior, sin incidencia de la torre próxima, para un 1,5% de amortiguamiento estructural, resulta: 18.2 mili-g.

Y con la incidencia de la torre próxima en la peor orientación posible: 23.1 mili-g.

La aceleración torsional en ningún caso supera los 2 mili-g, a 30 m del centro del edificio.

Valores perfectamente adaptados a los requerimientos de confort.

Para un periodo de retorno de 100 años, las aceleraciones máximas resultan:

57 mili-g, sin incidencia de la torre próxima;

63 mili-g, con incidencia de la misma.

En la realidad estos valores se sitúan ligeramente del lado de la seguridad ya que la rigidez estimada en la fase previa para el núcleo central cerrado (perforado por las puertas de acceso a la zona de ascensores), resultó algo inferior a la posteriormente deducida en el modelo analítico global empleado para el dimensionado y control final de los elementos, en el

[2] Alan G. Davenport Wind Engineering Group. Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory. University of Western Ontario, London, Ontario, Canada.

[3] Ajustado posteriormente durante el análisis del edificio al valor de referencia de 24 m/seg. antes citado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

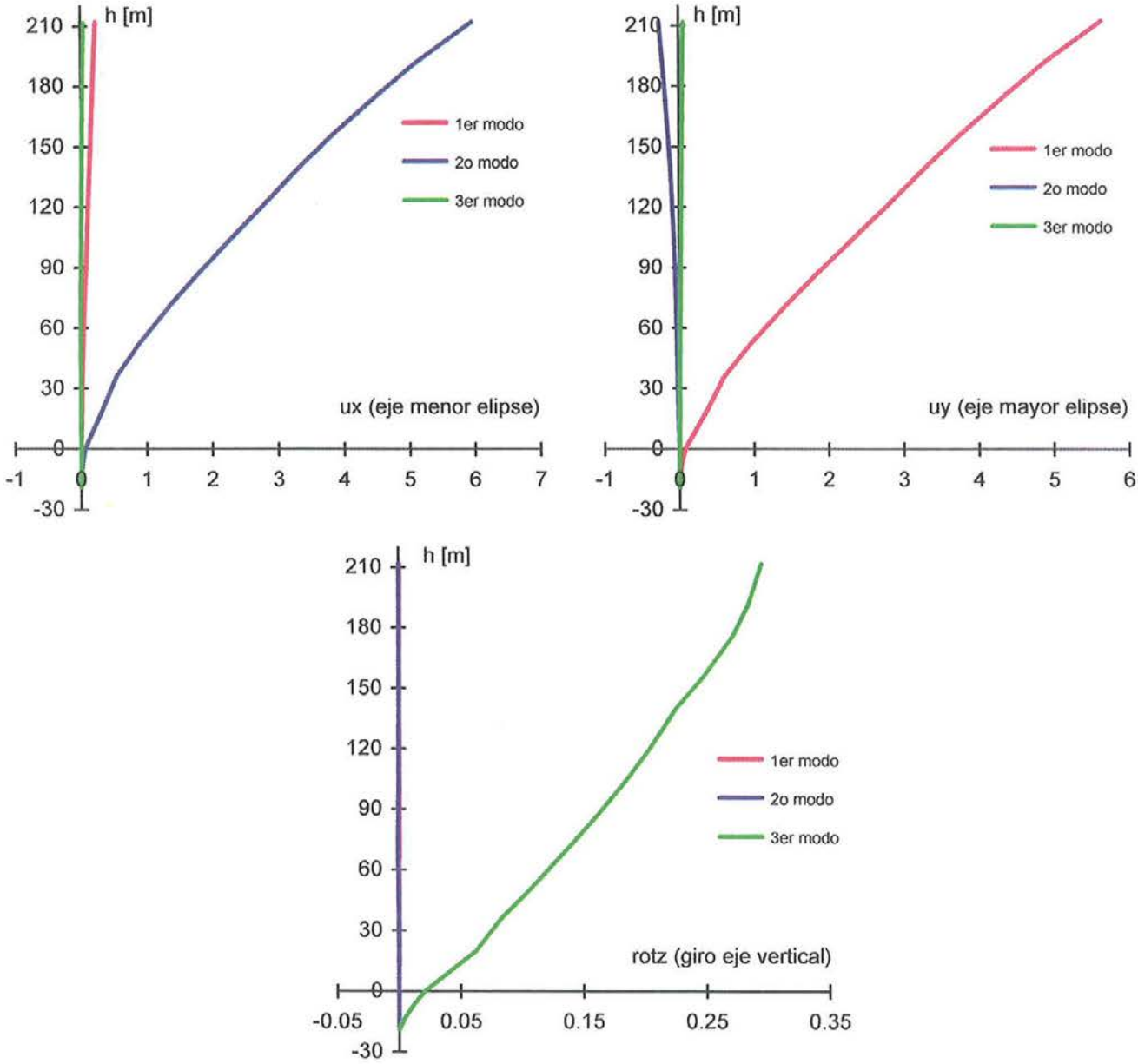



Figura 15. Geometría de los modos propios de vibración de la torre.

cual se incorpora la totalidad de los diferentes sistemas estructurales, soportes y forjados reales del edificio.

Pasos paralelos llevados a cabo en el estudio efectuado fueron:

- Control de la cimentación formada por una losa de gran canto (4 m de espesor) pretensada en las dos direcciones ortogonales, para mantener su rigidez no fisurada, evitando cantos mayores y sus correspondientes profundidades y longitud de pantallas.
- Dimensionamiento de las potentes vigas cargadero mixtas en celosía, con inclusión de diagonales activas mediante pretensado en el interior de sus secciones metálicas, con el fin de poder ir eliminando los asientos (flechas) durante la ejecución (tres fases de tesado) y lograr que sólo las flechas de sobrecarga y una ligera fracción de las permanentes sean activas y afecten al sistema de forjados inmediatamente próximos en altura.
- Análisis de los efectos diferidos y límites en la disposición y distribución de las secciones de HAR, teniendo en cuenta el proceso constructivo real, y la consideración de los valores de $\varphi_t$ y $\varepsilon'_{cst}$ con las edades correspondientes a cada fase (Fig. 16). Se incluyen además en esta figura los valores de los descensos que se producirían si la estructura fuera puesta idealmente en carga permanente en su totalidad de una manera simultánea, como si estuviera idealmente cimbrada.
- Optimización de los sistemas de soportes, con configuración mixta y diversas calidades de hormigón, en base a las capacidades resistentes y de deformabilidad requeridas, analizados sin considerar tracciones en los perfiles metálicos para facilitar los procesos constructivos.

  La distribución final de los hormigones empleados en los elementos verticales del edificio han sido, los reflejados en la figura.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

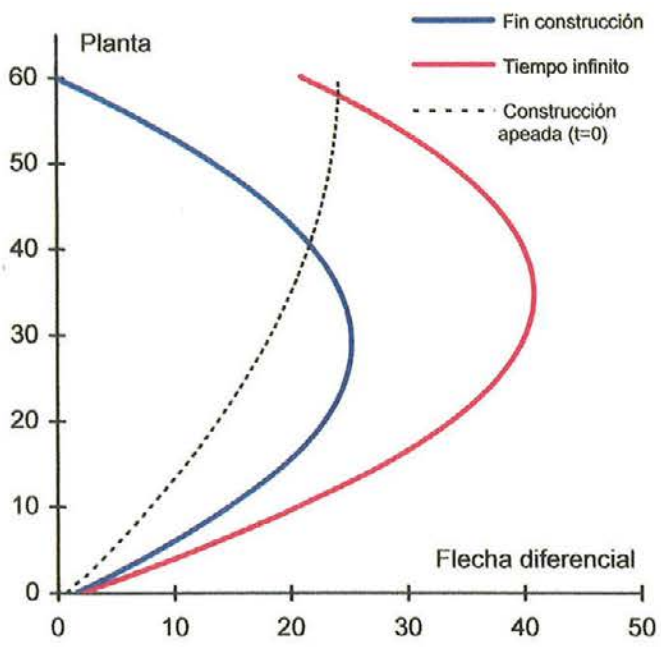



Figura 16. Flechas diferenciales entre el núcleo central y los soportes principales.

– Análisis del sistema cinturón, para ajustarse a los requerimientos resistentes de transferencia entre núcleo central y soportes de elipse bajo las solicitaciones de viento, teniendo en consideración los requerimientos planteados por la disposición de aljibes y pasos de uso y cruce de instalaciones requeridos en las grandes pantallas de hormigón que forman estos elementos.

En el proyecto de la estructura de esta edificación están participando los Ingenieros de Caminos:
Miguel Gómez Navarro, Jefe de Proyecto
Belén Ballesteros Molpeceres
Carlos Castañón Jiménez
María Corral Escribano
Miguel Fernández Ruiz
Álvaro Serrano Corral
del estudio MC2;

y:
Arturo Castellano Ortuño
Tomás Ripa Alonso
de IDEAM.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Bases de cálculo para el hormigón de alta resistencia

## *Basis of design for high strength concrete structures*

**Antonio Marí Bernat**
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña

♦

**Antoni Cladera Bohigas**
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor Asociado. Departamento de Ingeniería de la Construcción
Universidad Politécnica de Cataluña

**RESUMEN**

Aunque los avances en las tecnologías de materiales y ejecución permiten fabricar con cierta facilidad hormigones de alta resistencia (HAR, fck ≥ 50 Mpa las reglas para el cálculo y proyecto de elementos estructurales con este material no son tan conocidas como las relativas a la fabricación del material. Existen ciertas propiedades físico-mecánicas entre el HAR y el hormigón convencional (HC) que influyen en el comportamiento estructural y que requieren un tratamiento diferencial en cuanto a cálculo y proyecto de detalles. En este artículo se repasan las propiedades diferenciales del HAR y su incidencia en el comportamiento estructural experimentalmente observado. Se revisan los diferentes estados límite últimos y de servicio y se proponen extensiones o modificaciones, en su caso, de las formulaciones de cálculo usuales en HC, para su aplicación al HAR. Se plantean finalmente algunos ejemplos simples de aplicación de las propuestas realizadas.

***SUMMARY***

*The advances in materials and construction techniques allow now a days to easily produce high strength concrete (HSC, fck≥ 50 Mpa). However, the design rules for HSC structures are not as known as those for the production of materials. In fact, there are certain differences in the physical and mechanical properties between HSC and normal strength concrete (NSC) that may require a differential treatment when designing and detailing HSC structures. In this paper, those differential properties are highlighted and their influence on the experimentally observed structural response analysed. The behaviour of HSC at the ultimate and serviceability limit states is reviewed and proposals are made to extend or modify the current formulations valid for NSC to be adequate for HSC. Finally, a number of simple examples are presented to show the applicability of the proposed design methods for HSC structures.*

## 1. GENERALIDADES SOBRE ELHORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA.

En los últimos años, el hormigón de alta resistencia (HAR), también denominado hormigón de altas prestaciones (HAP) se ha abierto camino en campos muy diversos, tanto en la obra pública (puentes, estructuras marinas) como en la edificación, debido a sus ventajas en cuanto a resistencia, rigidez, durabilidad, reducción de plazos de descimbrado, economía global, etc.. Así, en el caso de puentes, el HAR puede permitir reducir espesores de los elementos, como arcos, n del hormigón contribuye de forma esencial a la capacidad resistente del elemento, como en forjados, en los que su alta resistencia a tracción y buena adherencia con el acero confiere un mejor comportamiento en servicio.

La obtención de alta resistencia en el hormigón se produjo en los años 70 y principios de los 80 con la aparición en el mercado de los plastificantes y superfluidificantes, que permitieron la reducción del agua de amasado manteniendo la trabajabilidad necesaria para la correcta puesta en obra. Por último el uso del humo de sílice o microsílice ha contribuido



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

decisivamente a la producción de HAR. Este material es un polvo muy fino, más que el cemento, que se obtuvo como desecho cuando la necesidad de mejorar el medio ambiente impuso el uso de separadores de polvo en la fabricación de aleaciones de ferrosilicio. El humo de sílice se utilizó primeramente por su finura para rellenar los huecos entre las partículas de cemento, pero después se comprobó que tenía propiedades puzolánicas al combinarse con la cal libre del hormigón.

Para fabricar un hormigón de alta resistencia se requiere cuidar fundamentalmente dos aspectos: 1) seleccionar materiales de alta calidad que permitan proporcionar alta resistencia y 2) conocer y controlar la demanda de agua de los materiales, a fin de conseguir que sea la mínima.. Debido a las bajas relaciones a/c requeridas se impone el uso de aditivos superfluidificantes en dosificaciones considerables que permita conseguir la trabajabilidad adecuada.

Se recomienda utilizar cementos de elevada categoría resistente: 52.5 ó 42.5. Estos últimos en general proporcionan mayor fluidez en el hormigón fresco, al tener normalmente finura de molido menor. Se recomiendan los cementos tipo I, ya que si se utiliza humo de sílice como adición, el cemento debe incorporar el mayor contenido de clínker posible, para que el humo de sílice reaccione.

Los áridos para fabricar HAR deben proceder de rocas de elevada resistencia En general deben presentar resistencias a compresión superiores a los 100 MPa. Los áridos más usuales son los granitos, cuarcitas, calizas, basaltos y areniscas en buen estado. La utilización de áridos con densidades superiores a 2.6 y un coeficiente de los Angeles por debajo de 25 son índices de que se trata de una roca compacta y poco porosa. Los áridos con estas características presentan en general una baja demanda de agua (coeficiente de absorción) lo cual beneficia la fluidez del hormigón, cuando se utilizan secos. Asimismo, la baja porosidad es indicativa de unas resistencias mecánicas elevadas que proporcionarán una contribución notable a la resistencia del hormigón.

La contribución del árido a la resistencia del hormigón puede aumentar si se potencia su adherencia a la pasta de cemento hidratada. Por ello se recomienda utilizar un tamaño máximo no superior a 20 mm, y que esté limpio de polvo de machaqueo o elementos extraños. Aunque los áridos pueden ser rodados o de machaqueo, se obtiene generalmente mayor resistencia si se utiliza grava de machaqueo, y una mejora importante en la fluidez del hormigón si la arena es de río.

La selección de un árido adecuado se manifiesta en la forma de romper los HAR. En los hormigones convencionales, especialmente los que utilizan grava rodada, las fisuras bordean loa áridos, despegándolos de la pasta. En los HAR es típico que las fisuras atraviesen en su camino pasta o árido, creando unas superficies de rotura muy lisas (figura 1). Este comportamiento, consecuencia de la buena adherencia pasta-árido, consigue un hormigón de resistencia a compresión más elevada.

La segunda característica de un árido para HAR es que demande poca agua cuando el hormigón está fresco. Por este motivo se recomienda la utilización de arenas gruesas, de

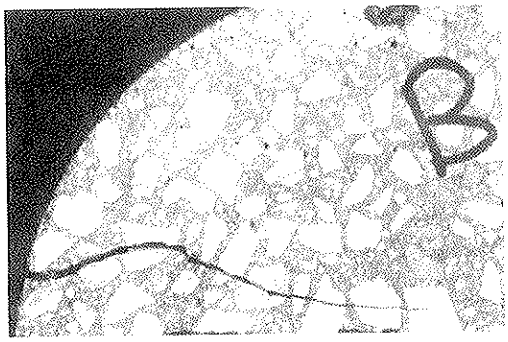


Figura 1: Fisura en HAR que cruza los áridos.
Extraída de "La EHE explicada por sus autores" (1).

módulo de finura próximo a 3, ya que la dosificación posee ya un elevado contenido de finos (de cemento) para proporcionar la docilidad adecuada. Asimismo, por este mismo motivo, se considera adecuado seleccionar áridos con un coeficiente de forma algo más estricto que el que se exige para hormigón convencional, contribuyendo a la docilidad del hormigón fresco.

Es altamente recomendable no utilizar agua de mar en el amasado de un HAR, incluso aunque éste fuera en masa, debido al descenso de resistencia que puede experimentar.

Los HAR se dosifican con relación agua/cemento inferior a 0.40 y contenido de cemento superior a 400 kg/m$^3$, por lo que son especialmente adecuados para soportar ambientes agresivos.

## 2. ASPECTOS FUNDAMENTALES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HAR

El diferente comportamiento que se observa entre el hormigón convencional y el hormigón de alta resistencia se explica a través de su microestructura. Considérense dos probetas, una de hormigón convencional y otra de hormigón de alta resistencia, que son sometidas a un ensayo de compresión simple. En el hormigón convencional la diferencia de rigideces entre los áridos y la pasta es considerable, lo cual provoca, al cargar, tensiones tangenciales en la interfaz, que pueden llegar a romper la adherencia en la misma, generando microfisuración. A partir de ese momento, la curva carga-desplazamiento o tensión-deformación se incurva, pues parte de la energía proporcionada al cargar se utiliza en propagar la microfisuración y da lugar a desviaciones del diagrama tensión-deformación respecto del lineal. A partir del punto de máxima tensión, la curva no es muy abrupta, pues la superficie de fractura presenta un engranamiento entre caras, lo que permite transmitir cierto esfuerzo tangencial y ejercer una cierta resistencia post-pico.

En el HAR, los áridos y la pasta tienen rigideces muy parecidas y la adherencia es mejor, por lo que se retrasa la microfisuración y el comportamiento elástico se mantiene hasta un porcentaje de la carga de rotura mayor. La fractura es más limpia, con rotura de los áridos, lo que reduce su capacidad de transmisión de esfuerzos tangenciales, aumentando la pendiente de la rama post-pico y disminuyendo la deformación


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

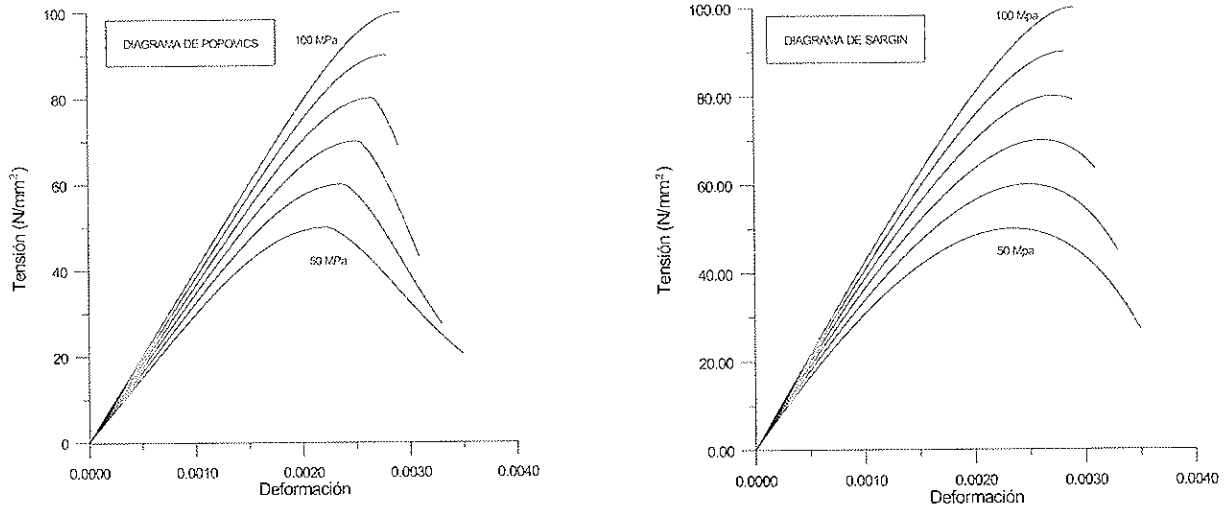



Figura 2.: Diferencia de rigidez entre áridos y pasta de cemento en HC y HAR (fip-CEB Working Group on HSC, 1990).

última (Figura 2). Se puede decir así que el HAR tiene un comportamiento más frágil, lo que entre otros factores, habrá que tenerse en cuenta en los diversos aspectos del proyecto de elementos estructurales con este material.

Las diferencias entre HAR y HC no justifican cambios en los principios básicos de proyecto (estados límite, bases de cálculo) ni en los valores de los coeficientes de seguridad. Sin embargo hay ciertos aspectos que conviene considerar de cara al proyecto constructivo de una estructura.

En cuanto a acciones, conviene tener en cuenta el posible mayor peso propio del HAR, derivado de su mayor compacidad. No obstante, este aumento, si no va acompañado de altas cuantías de armadura, no afectará al peso específico del hormigón armado que puede seguir tomándose igual a 25 kN/m$^3$

Uno de los aspectos más importantes que hay que considerar es que la resistencia a tracción del hormigón crece en menor medida que la resistencia característica a compresión. Es decir si un hormigón H25 tiene una resistencia media a tracción de 2,5 N/mm$^2$ (es decir aproximadamente la décima parte), en un hormigón H80 esa resistencia puede oscilar entre 5 y 6 5 N/mm$^2$ , es decir entre un 6 y un 7,5%, lo que implica una reducción relativa de hasta el 40% respecto de hormigones convencionales. Ello, junto a la mejora de las propiedades adherentes entre hormigón y acero, puede influir en el comportamiento de los anclajes de las armaduras, en la cuantía de armadura mínima necesaria, en el cálculo del ancho de fisuras y en la rigidez de piezas fisuradas, entre otros aspectos.

Si bien la menor deformación última del HAR, fruto de la disminución de su resistencia post-pico, lleva consigo una menor ductilidad del HAR como material, la ductilidad estructural no tiene por qué ser menor que en HC, como se verá más adelante, dado que el uso de HAR puede implicar una reducción de la cuantía mecánica de armadura de tracción y de profundidad del bloque de compresiones en rotura en las secciones críticas.

En cuanto al Estado Límite Último a flexión, conviene reformular, como ya se ha planteado, la cuantía mínima de armadura, relacionándola con la resistencia a tracción. Por otra parte, en el cálculo a flexocompresión, habrá que utilizar diagramas de cálculo que se adapten al comportamiento experimentalmente observado del material y, en el caso de soportes, que contemplen el salto del recubrimiento en la evaluación de la capacidad portante del elemento.

El uso del HAR fomenta el diseño de soportes más esbeltos que en HC susceptibles de sufrir mayores efectos de segundo orden e incluso problemas de inestabilidad. Conviene, por tanto, revisar el campo de validez de los métodos de cálculo a pandeo válidos para HC, y muy especialmente el límite inferior de esbeltez (es decir la esbeltez a partir de la cual se considera un soporte esbelto), para no gravar sin fundamento el uso del HAR en soportes.

La resistencia a cortante de elementos de hormigón de alta resistencia también se ve afectada por la microestructura del HAR. En concreto, el término $V_{cu}$ que representa la contribución del hormigón a la resistencia frente a esfuerzo cortante, aún siendo mayor en valor absoluto a medida que aumenta la resistencia del hormigón, se reduce en términos relativos frente a un hormigón convencional, debido a que es menor el efecto del engranamiento entre caras, al ser la superficie de rotura más lisa, siendo menor, por tanto la capacidad de transmisión de esfuerzos tangenciales. Igualmente, ello afectará al comportamiento resistente al punzonamiento de losas.

Como ocurre con la resistencia a la tracción, el módulo de deformación longitudinal del hormigón, $E_c$ crece en menor medida que la resistencia a compresión $f_c$. En HAR, el alto valor de $E_c$ juntamente con el de la resistencia a tracción aumentan la rigidez y el momento de fisuración. Ello y el aumento de la colaboración del hormigón traccionado entre fisuras como fruto de la mejora de la adherencia entre hormigón y acero, reducen la deformabilidad instantánea.

No obstante, es en la deformabilidad diferida donde la influencia del uso de HAR es más notable, ya que la fluencia es sensiblemente menor y la retracción se desarrolla de forma diferente en el tiempo, pudiendo afectar a la flecha activa en edificios. Por ello, conviene emplear métodos simplificados para el cálculo de flechas en cuyas expresiones aparezcan



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

explícitamente el coeficiente de fluencia y deformación unitaria de retracción y sean adecuados para calcular la flecha activa. Por otra parte, en la evaluación de la fuerza de pretensado a largo plazo, conviene adoptar un valor del coeficiente final de fluencia adecuado al HAR, para el cálculo de las pérdidas diferidas.

A continuación se presenta una propuesta de bases de cálculo para estructuras de HAR en las que se han tenido en cuenta los aspectos anteriores, de forma que se han adaptado las reglas usuales de HC al HAR. Esta propuesta ha sido obtenida a partir de una revisión del estado del conocimiento sobre comportamiento experimental de elementos estructurales de HAR y de un estudio comparativo del tratamiento del HAR en la normativa internacional vigente, realizados en el seno del grupo de trabajo GT1.4 de ACHE (2003).

## 3. PROPIEDADES DE PROYECTO DEL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

### 3.1. Diagrama tensión-deformación del hormigón no confinado para análisis no lineal.

Dado que a mayor resistencia la rama descendente del diagrama tensión deformación es mucho más abrupta que en HC, conviene utilizar una curva que se adecue tanto a la rama ascendente como a la descendente en el rango de resistencias de los hormigones considerado en estas recomendaciones (25 – 100 MPa).

Entre los modelos existentes válidos en este rango, destacan dos de ellos que constituyen sendas adaptaciones para su uso en HAR, de modelos existentes para HC: el propuesto por Popovics (1973) y el diagrama de Sargin (1971).

En 1987, Thorenfeld, Tomaszewicz y Jensen adaptaron el diagrama de Popovics al HAR, mejorando la rama descendente. Dicho diagrama responde a la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = f_{cm}\frac{n\left(\varepsilon_c/\varepsilon_{c1}\right)}{n-1+\left(\varepsilon_c/\varepsilon_{c1}\right)^{nk}} \qquad [1]$$

donde $\sigma_c$ es la tensión de compresión, $\varepsilon_c$ la deformación unitaria de compresión, $\varepsilon_{c1}$ es la deformación para la tensión máxima, n es un exponente que ajusta la forma de la curva, siendo ésta más lineal a medida que n aumenta. y donde k =1 en la rama ascendente ($\varepsilon \le \varepsilon_{c1}$) y k es mayor que 1 cuando ($\varepsilon > \varepsilon_{c1}$). Collins y Porasz (1989) y Collins y Mitchell (1991) sugirieron para n y k los siguientes valores:

$$n = 0.8 + \frac{f_{cm}}{17} \qquad [2]$$

$$k = \begin{cases} \text{si } \left(\varepsilon_c/\varepsilon_{c1}\right) \le 1 \Rightarrow k = 1.0 \\ \text{si } \left(\varepsilon_c/\varepsilon_{c1}\right) \le 1 \Rightarrow k = 0.67 + \dfrac{f_{cm}}{62} \end{cases} \qquad [3]$$

$$\varepsilon_{c1} = \frac{f_{cm}}{E_c}\frac{n}{n-1} \qquad [4]$$

$$E_c = 3320\sqrt{f_{cm}} + 6900 \qquad [5]$$

siendo la expresión para Ec la propuesta por Carrasquillo (1981)

El diagrama de Sargin, responde a la siguiente expresión:

$$\sigma_c = \frac{\frac{E_{ci}}{E_{c1}}\cdot\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1+\left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}}-2\right)\cdot\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}}\cdot f_{cm} \qquad [6]$$

donde:

$E_{ci}$ el módulo tangente calculado según,

$$E_{ci} = 11000\left(f_{cm}\right)^{0.3} \qquad [7]$$

$E_{c1}$ el módulo secante desde el origen a la tensión máxima de compresión $f_{cm}$,

$\varepsilon_{c1}$ la deformación cuando la tensión alcanza el máximo, igual a

$$\varepsilon_{c1} = -0.7 f_{cm}^{0.31}/1000 < 0{,}0028 \qquad [8]$$

$f_{cm}$ el valor medio de la resistencia a compresión, estimado como $f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa

La rama descendente del diagrama tensión-deformación anterior es válida solamente para deformaciones inferiores a $\varepsilon_{c,lim}$, que puede calcularse según

$$\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{2}\frac{E_{ci}}{E_{c1}}+1\right)+\left[\frac{1}{4}\left(\frac{1}{2}\frac{E_{ci}}{E_{c1}}+1\right)^2-\frac{1}{2}\right]^{1/2} \qquad (9)$$

Las figuras 3a y 3b muestran ambos diagramas para hormigones de diferentes resistencias.

### 3.2. Módulo de deformación longitudinal del hormigón

El módulo de elasticidad del hormigón está estrechamente relacionado con las propiedades de la pasta de cemento, la rigidez de los áridos y también del método utilizado para determinarlo. Las dosificaciones para HAR incluyen adiciones puzolánicas y químicas, bajas relaciones agua/cemento y áridos cuidadosamente seleccionados. La influencia de estas características en el modulo de elasticidad son considerables por lo que se deben reevaluar las expresiones conocidas.

Estudios experimentales desarrollados por Carrasquillo et al. (1981) demostraron que las expresiones habituales sobre-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

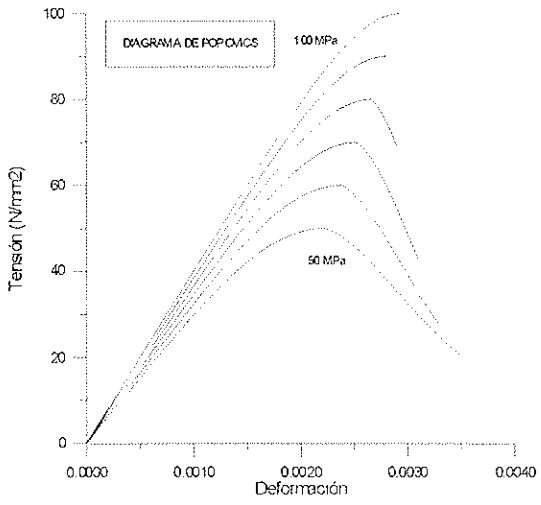



Figura 3a. Diagrama de Popovics et al.

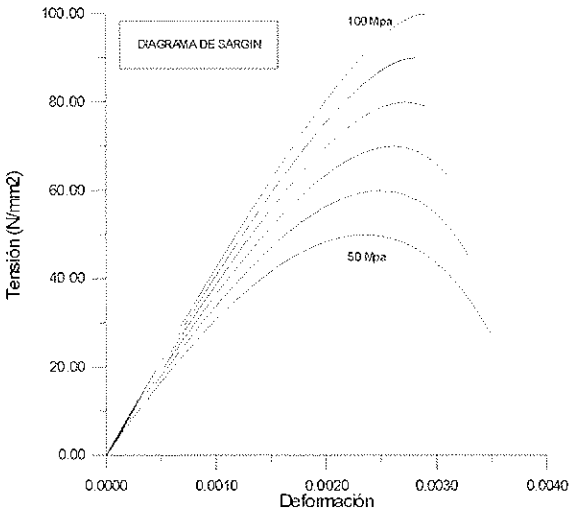



Figura 3b. Diagrama de Sargin

estiman el modulo de elasticidad para hormigones con resistencias a compresión superiores a 40-45 MPa. De entre las diversas formulaciones propuestas, la que parece ajustarse más tanto a los HAR como a los convencionales es la propuesta por el nuevo borrador del Eurocódigo EC2:

$$E_{ci} = 2.20 \cdot 10^4 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 11000 \left( f_{cm} \right)^{0.3} \qquad [10]$$

En cuanto al coeficiente de Poisson, existe poca información experimental. No obstante, Ahmad et al. (1988), en una revisión sobre la experiencia americana hasta 1988, concluyen que en el rango elástico, el coeficiente de Poisson del HAR es muy similar al del hormigón convencional y se encuentra entre 0,18 y 0,24, dependiendo del nivel de tensión., pudiendo adoptarse, por tanto, un valor 0,20 para tensiones menores de 0,45 $f_{ck}$. En el rango inelástico, sin embargo, el HAR parece tener menos deformación lateral, fruto de la menor microfisuración. Serna y Yazzar han realizado estudios experimentales sobre el efecto del confinamiento y proponen una curva tensión-deformación del hormigón de alta resistencia confinado, bajo carga instantánea.

### 3.3. Resistencia a tracción

La experimentación muestra que un aumento de la resistencia a compresión lleva consigo un aumento menos que proporcional de la resistencia a tracción. Los estudios llevados a cabo por el ACI Comité 363 (1984) indican que mientras para hormigones convencionales la resistencia a tracción puede ser aproximadamente un 10% de la resistencia a compresión, para hormigones de alta resistencia, esta relación puede ser del orden del 5%. Además, la resistencia a tracción es una variable más dispersa, está influida por la forma y textura superficial de los áridos y puede verse sustancialmente reducida por efectos termo-higrométricos, siendo mayor para hormigones

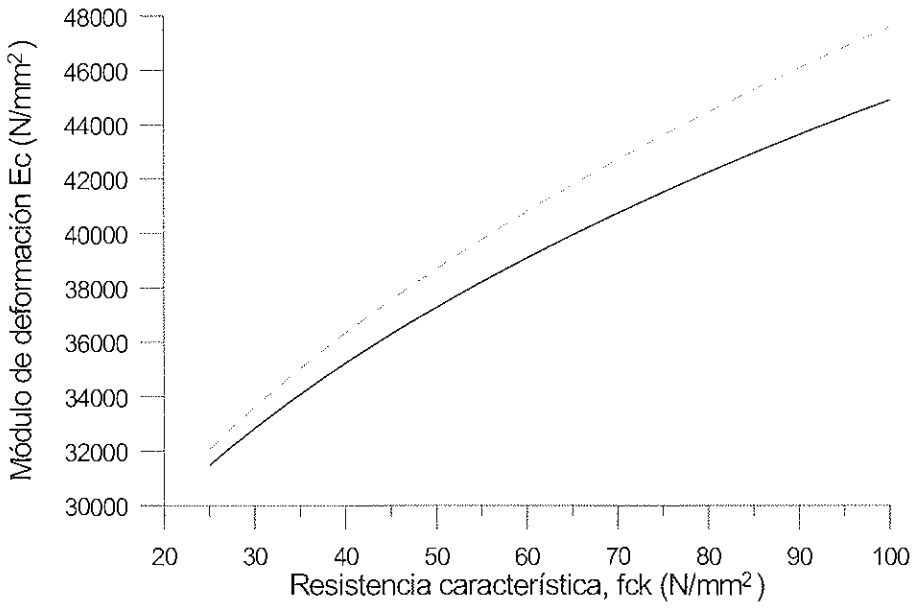



Figura 4. Evolución del módulo de deformación con la resistencia a compresión.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

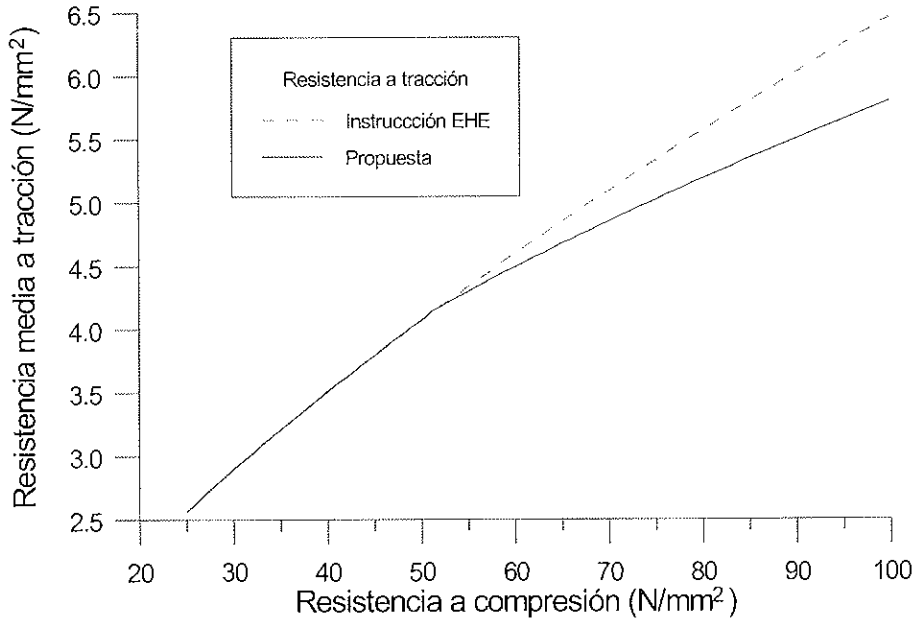



Figura 5. Evolución de la resistencia media a tracción con la resistencia a compresión.

con áridos machacados que con áridos rodados. En consecuencia, la resistencia a tracción para cualquier tipo de hormigón debe considerarse con precaución en el proyecto.

Si no se dispone de resultados de ensayos, puede estimarse la resistencia media a tracción como (figura 5):

$$f_{ct,m} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \qquad f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \qquad [11]$$

$$f_{ct,m} = 0.58 \sqrt{f_{ck}} \qquad f_{ck} > 50 \text{ MPa} \qquad [12]$$

Los valores de la resistencia característica inferior a tracción $f_{ct,k}$ (correspondiente al cuantil del 5 por 100) y de la resistencia característica superior a tracción (correspondiente al cuantil del 95 por 100) pueden estimarse tanto en HAR como HC como $f_{ct,k}$ $f_{ct,m}$ y $f_{ct,\,k,\,o.95} = 1{,}30\, f_{ct,m}$, respectivamente.

## 3.4. Deformaciones diferidas

### *3.4.1. Generalidades*

Las deformaciones diferidas del hormigón están muy influidas por la microestructura de la pasta de cemento endurecida, lo que da lugar a cambios importantes en el valor y desarrollo de la retracción y de la fluencia entre HC y HAR

La microestructura del HAR difiere de la del HC fundamentalmente en que tiene mucha menor porosidad, una mayor uniformidad en la pasta de cemento endurecida y una estructura diferente de la zona de contacto entre pasta y árido. La primera característica se asocia a una mayor rigidez del HAR y a una reducción de las deformaciones diferidas respecto del HC. En particular, aquellas características de la retracción y fluencia que pueden asociarse a fenómenos tipo difusión, son notablemente diferentes para HAR.

Del análisis de los resultados experimentales disponibles (RILEM, 1998) pueden extraerse las principales características de la retracción y la fluencia del HAR.

### *3.4.2. Retracción*

La retracción consta de dos componentes: la retracción autógena o básica, que se produce independientemente de las condiciones medioambientales y la retracción de secado, que implica un intercambio hidráulico con el medio ambiente y, por tanto depende de las condiciones ambientales, forma de la pieza y otros factores externos. La figura 2.10, extraida del trabajo de Müller, Kütner y Kvitsel (1999), muestra el desarrollo en el tiempo de las componentes de la retracción para HAR y para HC.

De estas curvas y de los resultados experimentales disponibles se extraen las siguientes características de la retracción de HAR:

1. La retracción total, es decir, la suma de la retracción autógena y de secado, es algo menor en HAR que en HC.

2. Debido a la baja relación agua/cemento y a la finura de su microestructura, el HAR presenta una retracción autógena mucho mayor que el HC. En cambio, la retracción de secado es muy baja debido a la escasa presencia de agua libre en el HAR.

3. La forma de la función de desarrollo temporal del HAR es similar que para HC. La componente autógena, al ser independiente de parámetros externos, se desarrolla más rápidamente en el tiempo que la componente de retracción por secado, que está notablemente afectada por parámetros externos tales como la humedad ambiental o la forma del elemento.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

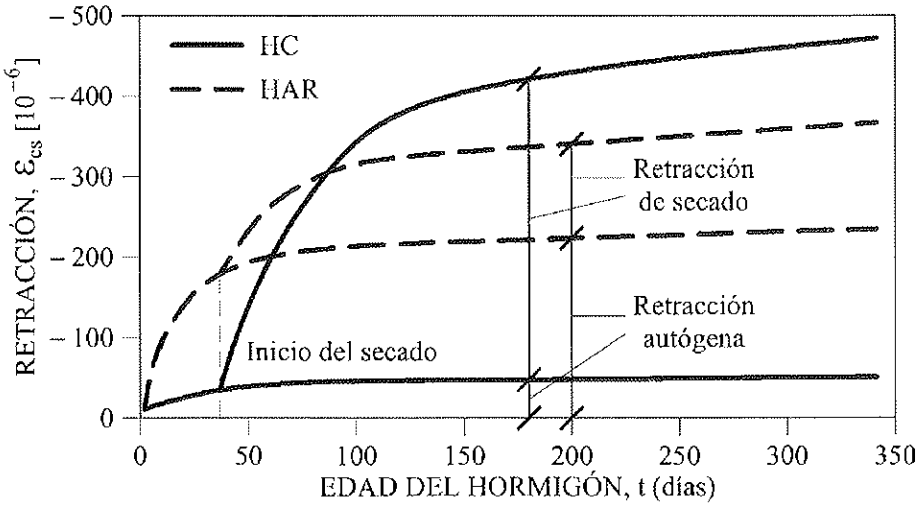



Figura 6. Desarrollo de las componentes de la retracción para HAR y para HC.

4. Los efectos de parámetros tales como la edad a partir de la cual comienza el secado (fin del curado) o el tipo de cemento, son diferentes para el HAR y el HC.

Las investigaciones experimentales evidencian que la retracción autógena aumenta con la reducción de la relación agua/cemento y, por tanto, con el aumento de la resistencia a compresión. Ello es debido al bien conocido efecto de auto desecación que conduce a una humedad relativa interna muy baja, dependiendo de la relación agua/cemento. En consecuencia, en un HAR (por ejemplo de 100 MPa), si la humedad relativa es comparativamente alta (HR>90%) puede darse un aumento de volumen en lugar de una contracción.

Un aspecto importante relacionado con la magnitud y desarrollo en el tiempo de la retracción es el efecto de las adiciones minerales, como el humo de sílice o cenizas volantes. Algunos investigadores, como Müller et al. (1999) han evidenciado que la adición de humo de sílice aumenta la retracción autógena, mientras que la adición de cenizas volantes reduce deformaciones atensionales, en comparación con otros hormigones.

Los modelos desarrollados para HC no son en general válidos para HAR, pues no se ajustran a las características de este material. No obstante, por razones de simplicidad de cara a la normativa, son deseables modelos únicos validos para ambos tipos de hormigones. Entre estos modelos se encuentra el que ha sido incorporado a la última versión del Eurocódigo EC-2, que distingue entre retracción autógena y retracción de secado, siendo el desarrollo temporal de ambas componentes muy diferente, el cual se describe a continuación.

La retracción total está compuesta por la retracción autógena y retracción de secado. La deformación de retracción autógena se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón, mientras que la retracción por secado se desarrolla lentamente

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \qquad [13]$$

donde

$\varepsilon_{cd}$ es la deformación de retracción por secado

$\varepsilon_{ca}$ es la deformación de retracción autógena

La componente de secado puede calcularse a lo largo del tiempo como:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\infty} \qquad [14]$$

donde

t es la edad del hormigón en el instante de evaluación

$t_s$ es la edad del hormigón al comienzo de la retracción

$\beta_{ds}$ es al coeficiente de evolución temporal que se obtiene a través de la siguiente fórmula

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0{,}04\sqrt{e^3}} \qquad [15]$$

$e$ es al espesor medio (mm) y vale $e = \dfrac{2 \cdot A_c}{u}$

$A_c$ es el área de la sección transversal

u es el perímetro de la sección en contacto con la atmósfera

$\varepsilon_{cd,\infty}$ es el coeficiente de retracción a tiempo infinito que se obtiene como

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0{,}85\left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)\right] \cdot 10^{-6} \beta_{RH} \qquad [16]$$

$$\beta_{RH} = -1.55\left[1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right] \quad si \quad RH < 99\% \cdot \beta_{s1} \qquad [17]$$

$$\beta_{RH} = 0.25 \quad si \quad RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1} \qquad [18]$$

$\alpha_{ds1}$ y $\alpha_{ds2}$ dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

**Tabla 1: Parámetros de endurecimiento del tipo de cemento.**

| | Endurecimiento lento | Endurecimiento normal | Endurecimiento rápido |
|---|---|---|---|
| $\alpha_{ds1}$ | 3 | 4 | 6 |
| $\alpha_{ds2}$ | 0.13 | 0.12 | 0.11 |

Por otra parte, la componente autógena puede calcularse como:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty} \quad [19]$$

donde

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad [20]$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - exp(0,2t^{0,5}) \quad [21]$$

*3.4.3. Fluencia*

La fluencia del HAR consta también de dos partes: la básica y la de secado Las principales diferencias entre la fluencia de un HC y de los HAR son las siguientes:

1. El valor total de la fluencia, a diferencia de la retracción puede ser hasta un 50% menor que en HC.

2. Mientras la componente de fluencia por secado es considerablemente menor para HAR que para HC, la componente de fluencia básica es menos reducida. La relación entre las componentes de fluencia por secado y fluencia básica es menor a medida que la resistencia aumenta.

3. La forma de la función de desarrollo temporal de la deformación total de fluencia del HAR es similar a la del HC.

4. El valor umbral de relación entre la tensión y la resistencia, a partir de la cual la fluencia deja de ser lineal, es mayor para HAR, debido a que la microfisuración del hormigón se produce para un valor mayor de esta relación.

Según los resultados experimentales, la fluencia para un hormigón de 80 MPa puede ser del orden de un 25% menor que para un HC. Otros autores aportan resultados con reducciones de hasta el 50% para ensayos sin sellado. En caso de ensayos con la probeta sellada, la reducción puede ser menor (del orden del 10%). La figura 7, extraída del informe del fip-CEB Working Group on HSC (1990), muestra la función de fluencia a lo largo del tiempo para un HC y un HAR con probeta sellada y sin sellar.

En relación a los modelos matemáticos para predecir la fluencia en HAR, son válidos todos los comentarios hechos para la retracción, y, entre ellos, la conveniencia de distinguir la deformación por fluencia básica y de secado. En este sentido, el Código Modelo CEB-FIP aunque no presenta una separación explícita de estas componentes, realiza la distinción de forma simplificada (CEB Bulletin d'Information, No. 199), lo cual ha permitido su extensión a HAR ajustando algunos parámetros. De esta forma este modelo, que se muestra a continuación, ha sido recogido en el Eurocódigo EC2

La deformación dependiente de la tensión, en el instante t, para una tensión constante $\sigma(t_0)$, menor que $0.45f_{cm}$, aplicada en $t_0$, puede estimarse de acuerdo con el criterio siguiente:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0) = \sigma(t_0)\left(\frac{1}{E_{0,t_0}} + \frac{\varphi(t,t_0)}{E_{0.28}}\right) \quad [22]$$

donde $t_0$ y t se expresan en días.

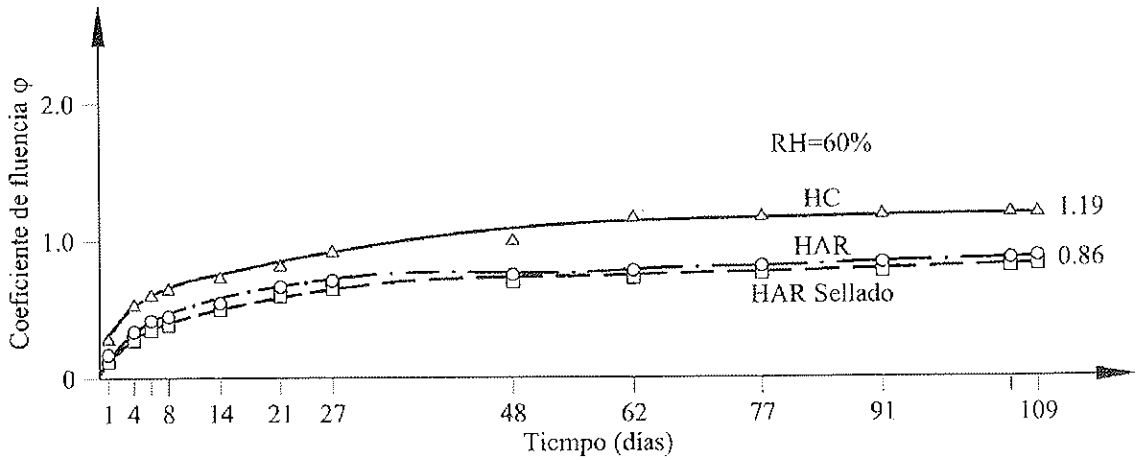



Figura 7: Función de fluencia para HAR y HC.



Documento descargado de www.e-aché.com el 24/11/2026

El primer sumando del paréntesis representa la deformación instantánea para una tensión unidad, y el segundo la de fluencia, siendo:

$E_{0,28}$ el módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón a los 28 días de edad, definido en el punto 3.2

$E_{0,t0}$ Módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón en el instante $t_0$ de aplicación de la carga.

$\varphi(t,t_0)$ Coeficiente de fluencia, el cual se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t-t_0) \quad [23]$$

donde $\varphi_0$ es el coeficiente básico de fluencia que puede estimarse mediante

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad [24]$$

$\varphi_{RH}$ es un factor que permite tener en cuenta el efecto de la humedad relativa (RH) en el coeficiente básico de fluencia

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{(1-RH)/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{e}} \quad si\ f_{cm} \le 35 \quad [25]$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{(1-RH)/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{e}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \quad si\ f_{cm} \quad [26]$$

$\beta(f_{cm})$ es un factor que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia, siendo $f_{cm}$ la resistencia media del hormigón en N/mm$^2$ a la edad de 28 días

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad [27]$$

$\beta(t_0)$ es un factor que permite tener en cuenta la influencia de la edad de carga ($t_0$) en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \quad [28]$$

En las expresiones anteriores e es el espesor medio expresado en mm

$$e = \frac{2A_c}{u}$$

$A_c$ es el área de la sección transversal, y

u el perímetro en contacto con la atmósfera.

$\beta_c(t-t_0)$ describe el desarrollo de la fluencia en el tiempo:

$$\beta_c(t-t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{\beta_H + (t-t_0)}\right]^{0.3} \quad [29]$$

donde $\beta_H$ es un coeficiente que depende de la humedad relativa y del espesor ficticio de la pieza en mm, que puede calcularse según

$$\beta_H = 1{,}5\left[1 + (0{,}012 \cdot RH)^{18}\right] e + 250 \le 1500 \qquad f_{cm} \le 35 \quad [30]$$

$$\beta_H = 1{,}5\left[1 + (0{,}012 \cdot RH)^{18}\right] e + 250 \le 1500 \cdot \alpha_3 \quad f_{cm} > 35 \quad [31]$$

donde $\acute{a}_1$, $\acute{a}_2$, $\acute{a}_3$ tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0.5} \quad [32]$$

## 3.5. Adherencia y anclaje

### *3.5.1. Características adherentes*

El comportamiento de la adherencia entre la armadura y el hormigón que la rodea es fundamental para garantizar tanto la capacidad portante como la respuesta en servicio de la estructura. Este comportamiento puede afectar las reglas de proyecto en lo referente a longitudes de anclaje y solape, cálculo de flechas a través de la colaboración del hormigón entre fisuras, control del ancho de fisura y la cuantía mínima de armadura.

Además de parámetros geométricos como el diámetro de las barras, la forma y espaciado de las corrugas y el recubrimiento, la adherencia depende sobre todo del comportamiento local del hormigón adyacente a las corrugas. En HAR cabe esperar un comportamiento adherente con un rango más elástico y con mayor rigidez, debido al aumento de resistencia y rigidez del hormigón. Este comportamiento se representa generalmente mediante la relación entre la tensión adherente y el deslizamiento, entendiendo como tal la diferencia entre el desplazamiento de la barra y el del hormigón en zonas fisuradas de elementos de hormigón armado.

Esta relación se obtiene mediante ensayos de extracción directa (pull-out tests). Los ensayos llevados a cabo sobre HAR indican que las propiedades de adherencia del HAR mejoran respecto del HC. No obstante, parece aconsejable adoptar los mismos diagramas tensión adherente – deslizamiento que en HC, en lo referente a cargas instantáneas monotónicas y cargas duraderas. Sin embargo, en lo referente a cargas repetidas o cíclicas es necesario ser más prudente, por el comportamiento más frágil del hormigón y por la probablemente mayor rigidez del comportamiento tensión adherente – deslizamiento antes comentado (cabe esperar un menor deslizamiento).

### *3.5.2. Anclaje de armaduras pasivas*

En HAR el comportamiento del anclaje recto de barras corrugadas difiere al del HC. La distribución, a lo largo del anclaje, de las fuerzas superficiales que se oponen al desliza-


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

miento relativo de la barra respecto del hormigón se concentra en la primera corruga, debido a que el hormigón no cede por su alta resistencia a compresión y no se transmite carga al resto de las corrugas, como ocurre en el HC. Por otra parte, si las fuerzas concentradas que la armadura ejerce sobre el hormigón al intentar deslizar son importantes, también lo serán las tracciones generadas por su componente radial.

Habida cuenta de que la resistencia a tracción crece mucho menos que la de compresión, pueden formarse fisuras radiales que de alcanzar la superficie producirían el fallo prematuro del anclaje, sin desarrollar su teórica capacidad. Para evitarlo hay que disponer suficiente recubrimiento y, a ser posible, disponer armadura transversal. Estas medidas son más interesantes en HAR que aumentar la longitud del anclaje.

### *3.5.3. Anclaje por adherencia de armaduras pretesas*

El anclaje de las armaduras pretesas en piezas pretensadas prefabricadas se materializa gracias a la adherencia. La zona en la que se desarrollan todos los procesos adherentes se denomina longitud de anclaje (*development length*). En ella se pueden distinguir dos tramos bien diferenciados, como indica la figura 9. El primero, es conocido como longitud de transmisión (LT, *transfer length*), en él se producen complejos fenómenos tenso deformacionales, y la adherencia está marcada por el efecto Hoyer, (figura 10). El segundo, que se puede denominar longitud complementaria (LC, *flexural bond length)*, es la necesaria para que el acero sea capaz de alcanzar su tensión de cálculo en el trabajo seccional a flexión provocado por las cargas exteriores.

La determinación de LT y LC es fundamental para garantizar el correcto dimensionamiento de la pieza, y todas las normativas plantean expresiones para abordar su cálculo. No obstante, las elevadas tracciones provocadas por el complejo estado tensional han generado en los últimos años muchos casos de fisuración en elementos pretensados con armadura pretesa que han aconsejado profundizar en el estudio del comportamiento y en el desarrollo de nuevos métodos de ensayo a fin de mejorar el conocimiento en este campo (Vázquez, 2000, Valencia, etc).

La resistencia del hormigón condiciona fuertemente la extensión de la longitud de transmisión y la de la longitud de anclaje total. Dado que, para un mismo tipo de hormigón la resistencia a tracción aumenta a medida que se incrementa la resistencia a compresión del hormigón, es de suponer en primera instancia que los hormigones de alta resistencia presentan una longitud de transmisión y anclaje inferiores a las de

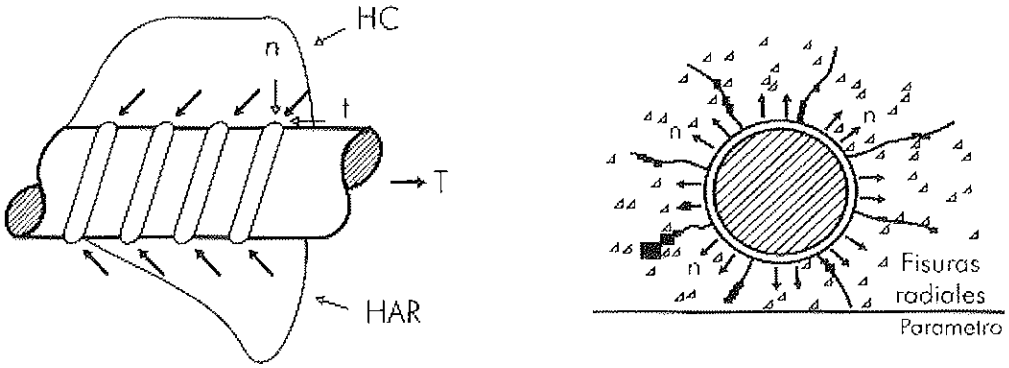



Figura 8: Distribución de tensiones de adherencia y fisuración radial en anclajes de armaduras pasivas en HAR (Extraída de "La Instrucción EHE explicada por sus autores")

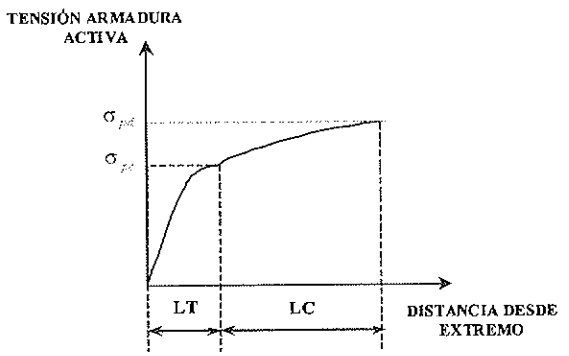



Figura 9: Longitud de anclaje.

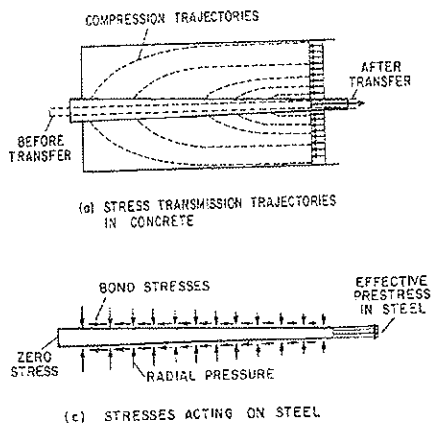



Figura 10: Efecto Hoyer.



Documento descargado de www.e-aché.com el 24/11/2026

los hormigones de resistencia convencional. Expresiones para obtener los valores de las longitudes de transmisión y complementaria específicamente para HAR han sido propuestas por algunos autores (Mitchell et al. 1999, Vázquez y Martínez 2001), fruto de ensayos experimentales.

Los ensayos anteriores confirmaron que la longitud de transmisión en vigas de HAR se reduce moderadamente respecto del HC, pero que la longitud de anclaje disminuye apreciablemente. Por otra parte, la armadura de confinamiento disminuye apreciablemente la longitud de transmisión.

Como conclusión global puede decirse que en los hormigones de alta resistencia se mejora la adherencia entre el hormigón y el acero, reduciéndose por tanto la longitud de anclaje. Este efecto, que estructuralmente tiene ventajas por el mayor aprovechamiento que se le puede dar al elemento, tiene el inconveniente de aumentar las tensiones de adherencia, creándose por tanto mayores tensiones radiales y circunferenciales de tracción. El HAR responde a esta situación aportando su mayor capacidad resistente a tracción, debiéndose evaluar analítica o experimentalmente la necesidad de refuerzo que requerirán esas mayores tensiones.

### 3.7. Comportamiento frente a altas temperaturas

Los resultados experimentales indican que el comportamiento frente a altas temperaturas del HAR es sensiblemente distinto al del HC. Por una parte, las curvas tensión – deformación del HAR a elevadas temperaturas difieren mucho en su forma respecto del HC. En general la rotura del HAR es más frágil y muestra una fuerte caída de resistencia alrededor de los 150ºC (del orden del 30%), mientras que el HC mantiene su resistencia hasta aproximadamente 350ºC. La razón para ello es la destrucción de la pasta de cemento con la temperatura, cuya influencia en la resistencia del hormigón es mayor que en el HC, porque la pasta está sometida a mayores tensiones que en aquél (hay una distribución más uniforme de tensiones entre pasta y áridos en el HAR). Por otra parte, hay un mayor riesgo de desprendimiento del recubrimiento de forma explosiva. La evolución del módulo de deformación con la temperatura no muestra diferencias tan sustanciales.

## 4. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

### 4.1. Estado límite último de agotamiento por tensiones normales

#### *4.1.1. Diagramas de cálculo tensión-deformación*

Para HAR puede no ser adecuado utilizar el mismo diagrama tensión-deformación de cálculo que para hc, debiendo modificarse sus parámetros definitorios por otros que tengan en cuenta las características del diagrama propio del har que, fundamentalmente, pueden resumirse en:

- Mayor linealidad en la rama ascendente del diagrama σ-ε y mayor deformación de pico a medida que aumenta la resistencia del hormigón.
- Menor deformación última y mayor pendiente de la rama descendente post-pico a medida que aumenta la resistencia del hormigón.

Para representar el comportamiento experimentalmente observado, es adecuado utilizar el diagrama parábola-rectángulo generalizado, utilizando una parábola de grado n y un segmento rectilíneo, y modificando las deformaciones última y de pico en función de la resistencia del hormigón. Esta es la forma en la que el Eurocódigo EC-2 incorpora este diagrama para hormigones de hasta 90 MPa : el vértice de la parábola se encuentra en la abcisa $\varepsilon_{c0}$ (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abcisa $\varepsilon_{cu}$ (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a $f_{cd}$. Los valores de las deformaciones $\varepsilon_{c0}$ son los siguientes:

$$\varepsilon_{co} = 0{,}002 \quad \text{si} \quad f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa} \qquad [33]$$

$$\varepsilon_{co} = 0{,}002 + 0{,}5\,(f_{ck} - 50)\,10^{-5} \quad \text{si} \quad f_{ck} > 50 \text{ Mpa} \qquad [34]$$

Y los valores de la deformación $\varepsilon_{cu}$ vienen dados por:

$$\varepsilon_{cu} = 0{,}0035 \quad \text{si} \quad f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa} \qquad [35]$$

$$\varepsilon_{cu} = 0{,}0025 + 0{,}002\,(1 - f_{ck}/100) \quad \text{si} \quad f_{ck} > 50 \text{ Mpa} \qquad [36]$$

Y el valor n que define el grado de la parábola:

$$n = 2 \quad \text{si} \quad f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa} \qquad [37]$$

$$n = 1{,}4 + 23{,}4\,[(90 - f_{ck})/100]^4 \quad \text{si} \quad f_{ck} > 50 \text{ MP} \qquad [38]$$

De este modo, la tensión en función de la deformación vale:

$$\sigma_c = f_{cd}\left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}}\right)^n\right] \quad \text{si } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0} \qquad [39]$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ si } \varepsilon_{c0} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \qquad [40]$$

No obstante, es muy frecuente sustituir el diagrama tensión - deformación del hormigón por un bloque rectangular de tensiones de forma que la resultante de tensiones y el punto de paso de dicha resultante coincidan con las del diagrama sustituido. Este diagrama está formado por un rectángulo de tensión constante $\alpha \cdot f_{cd}$ y altura $y\beta = \cdot x$, siendo x la profundidad del eje neutro, siendo los valores de η y λ los siguientes:

$$\begin{aligned} &\alpha = 1{,}0 && \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa} \\ &\alpha = 1{,}0 - (f_{ck}-50)/200 && \text{si } f_{ck} > 50 \text{ Mpa} \end{aligned} \qquad [41]$$

$$\begin{aligned} &\beta = 0{,}8 && \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa} \\ &\beta = 0{,}8 - (f_{ck}-50)/400 && \text{si } f_{ck} > 50 \text{ Mpa} \end{aligned} \qquad [42]$$

En la figura 12 se comparan los diagramas de interacción adimensionales obtenidos con el método parábola rectángulo en una sección rectangular con dos hormigones diferentes, (H30 y H-80), con armadura simétrica en dos caras opuestas, para dos cuantías de armado diferentes (ω = 0.2 y ω = 0.8).

Se observa que en la rama correspondiente a la rotura dúctil no se observa diferencia alguna entre el H30 y el H80 y que



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

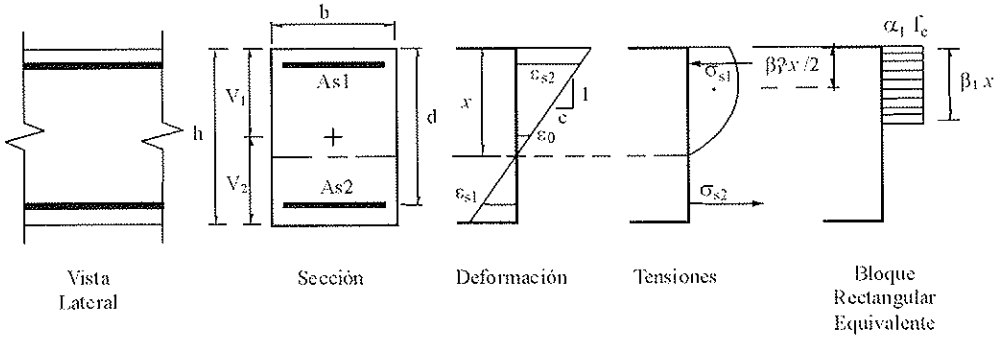



Figura 11. Deformaciones, tensiones y bloque rectangular equivalente en HAR.

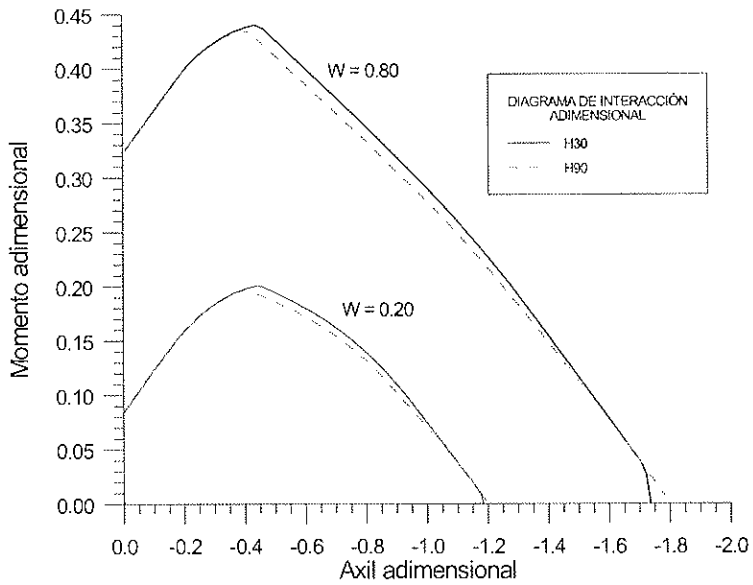



Figura 12. Diagrama de Interacción adimensional para HC y para HAR.

tan solo en la rama de rotura frágil en dominios 3 y 4 las diferencias son perceptibles.

Caso de querer evaluar la capacidad resistente secciones con una cuantía de armadura transversal muy alta, convendrá utilizar un bloque de compresiones que tenga en cuenta adecuadamente el nivel de tensiones transversales de confinamiento. En el caso del HAR, la deformación transversal puede ser menor que en el HC, dado que la fractura de los áridos proporciona, en principio, fisuras y grietas menos rugosas y el efecto de cabalgadura de los áridos o ensanchamiento de la fisura por deslizamiento relativo podría ser menor.

Para hormigon confinado pueden utilizarse el siguiente bloque rectangular, propuesto por Bonet et al. (2001) y contrastado con resultados experimentales, en el que los parámetros $\alpha_l$ y $\beta_l$ que dependen de la resistencia del hormigón y del grado de confinamiento:

$$\alpha_1 = \frac{f_c}{500}\cdot\left(0.1\cdot\rho_s - 1\right) + 1 \qquad [43]$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{f_c}{450} + 2.75\cdot\frac{\rho_s}{100} \qquad [44]$$

Los mismos autores proponen expresiones similares para valorar las deformaciones última, $\varepsilon_{cu}$ y de pico, $\varepsilon_{cl}$ para resistencias de hasta 80 mpa y hasta un 4% de cuantía volumétrica de armadura transversal $\rho_s$ (figura 2.19).

$$\varepsilon_{cu} = \left(\frac{50}{f_c}\rho_s + 2.55\right)\cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{cl} = \left(\frac{\left(50\cdot\rho_s\right)}{f_c} + 2.19\right)\cdot 10^{-3} \qquad [45]$$

De los resultados obtenidos experimentalmente, se deduce que, en todos los casos, la magnitud de los parámetros $\alpha$ y $\beta$ aumenta con el grado de confinamiento y disminuye cuando se incrementa la resistencia del hormigón, mostrando una variación lineal con respecto a estas variables.

### *4.1.2. Cálculo de soportes de hormigón de alta resistencia*

En el cálculo de secciones a flexocompresión, tradicionalmente se ha utilizado un factor de reducción de la resistencia del hormigón para tener en cuenta el cansancio bajo cargas permanentes (generalmente 0,85). Además en el caso de soportes, se ha utilizado algún factor reductor de la resistencia del hormigón por efectos del hormigonado vertical que



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

puede dar lugar a una distribución no uniforme de las resistencias. En la actualidad ambos factores están cuestionados, dado que el nivel de cargas permanentes no suele alcanzar el umbral de tensiones para que el cansancio sea efectivo y también a que la utilización de aditivos plastificantes muy eficientes que mejoran sensiblemente la trabajabilidad, junto con la mejora de las técnicas de colocación y compactación del hormigón conducen a una notable mejora de la homogeneidad del soporte en su altura.

No obstante, numerosos ensayos sobre soportes de HAR han mostrado que la capacidad resistente de los soportes ensayados, especialmente bajo esfuerzos de compresión situados en la rama del diagrama de interacción con esfuerzo axil superior al de la rotura crítica, es menor a la obtenida mediante los métodos válidos para soportes de HC (por ejemplo con diagramas de interacción convencionales), siendo mayores las diferencias a mayor resistencia del hormigón. En muchos de los ensayos realizados se ha detectado el salto del recubrimiento para valores de la deformación de compresión en el hormigón entre 0.0022 y 0.0030, inferiores a la deformación última del hormigón (Ozden, 1992; Bayrak, 1999).

Este salto de recubrimiento para niveles de esfuerzos inferiores a los de cálculo, detectado en mucha menor medida en soportes de HC, parece ser la explicación más razonable para la pérdida de capacidad a flexocompresión de soportes de HAR, por lo que deberá considerarse en los cálculos. Según Collins, Mitchell y McGregor (1993), la baja permeabilidad del HAR lleva a que la retracción sea muy superior en la superficie del soporte que en el interior del mismo, generándose un alto gradiente de deformaciones impuestas por retracción que dan lugar a un importante estado de tensiones de retracción en la zona del recubrimiento. Además, la coacción generada por la armadura de refuerzo longitudinal aumenta las tensiones de tracción y constituye un punto débil a partir del cual se inician las fisuras que alcanzan el paramento y provocan el salto del recubrimiento (ver figuras 13 y 14).

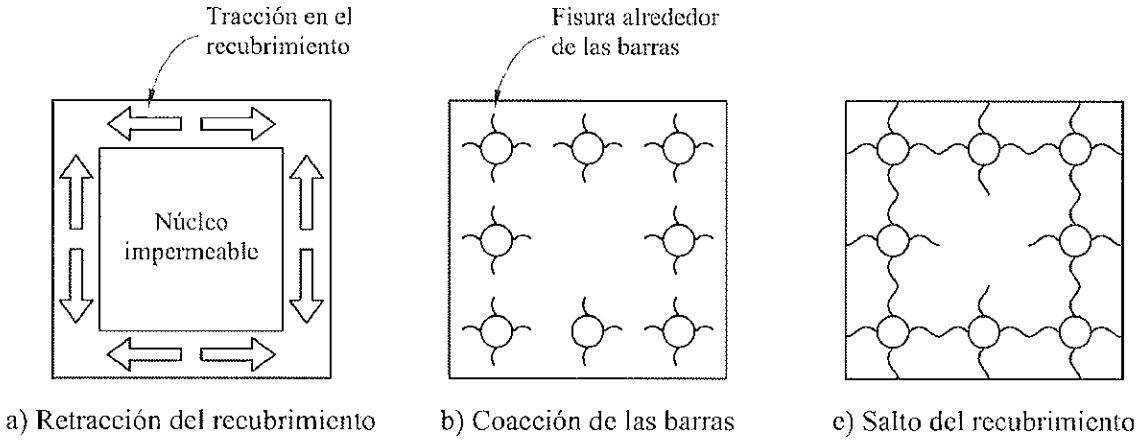



Figura 13: Desprendimiento del recubrimiento en pilares de HAR. Adaptado de Collins et al (1993).

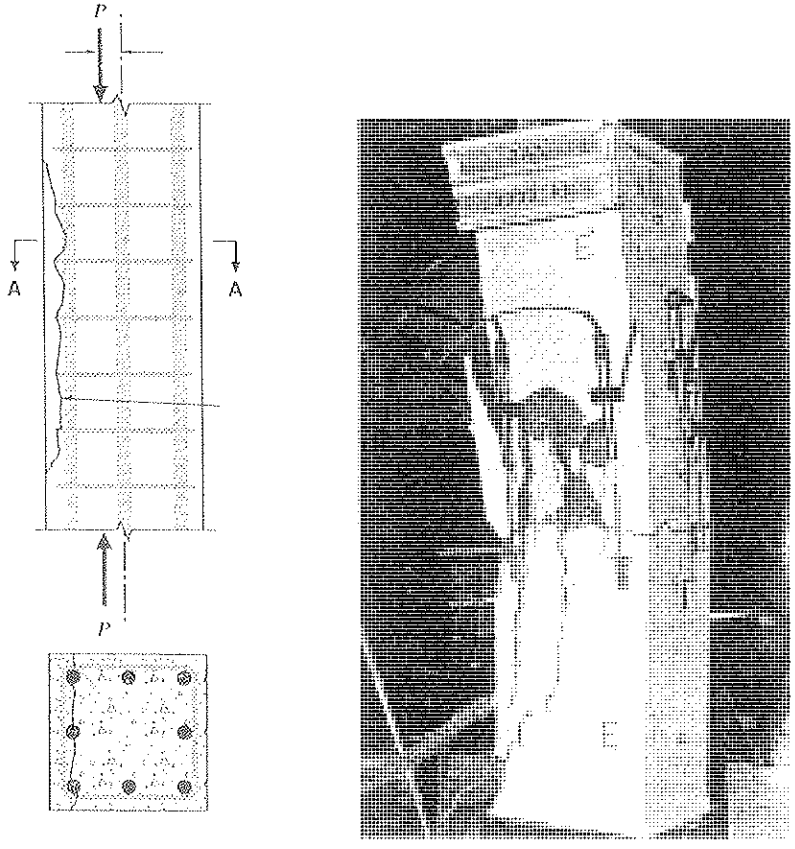



Figura 14. Fotografía de un ensayo de rotura de soporte de HAR (Collins et al. 1993).



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

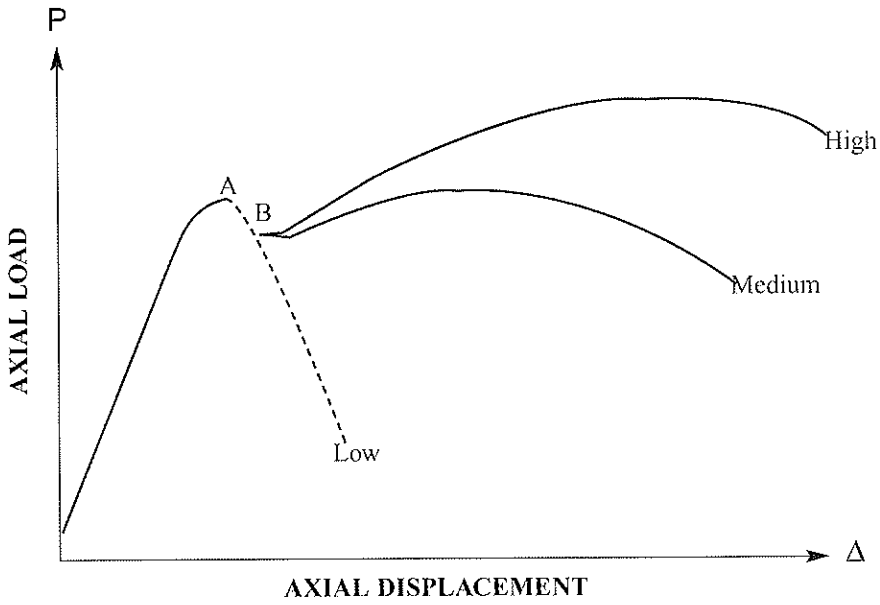



Figura 15: Comportamiento esquemático de pilares de HAR sometidos a esfuerzos axiles con cuantías de armadura transversal baja, media y alta.

En los soportes de HAR ensayados, el salto del recubrimiento produce una caída de la capacidad resistente (punto A, figura 14) seguida de una recuperación, debido a que en el hormigón del núcleo, se activan las tensiones de confinamiento y es capaz de seguir resistiendo carga hasta alcanzar un máximo.

No obstante, el segundo pico es aproximadamente igual o algo mayor que el primero, por lo que puede considerarse que la capacidad teórica de un soporte de HAR puede calcularse con suficiente seguridad como la resistencia de la columna justo antes del salto del recubrimiento, utilizando una curva tensión-deformación sin confinamiento, pero limitando la deformación del hormigón al valor para el cual salta el recubrimiento. Este valor, como se ha dicho antes, oscila entre 0,0022 y 0,003 para la mayoría de las columnas ensayadas en las que se ha medido este parámetro. A mayor cuantía de armadura transversal de confinamiento, menor es la deformación correspondiente al salto del recubrimiento, ya que la existencia de cercos muy próximos genera un plano débil entre el hormigón del núcleo y el del recubrimiento que facilita el salto de éste. Como valor medio se puede tomar 0.0025 (Bac y Bayrak, 2003).

Así pues, para el cálculo de soportes de HAR se plantea, como opción más asequible en la actualidad, el uso de diagramas de interacción o cualquier otro método de cálculo de secciones que adopte un bloque rectangular de compresiones en el hormigón que tenga en cuenta la forma de la curva tensión-deformación del hormigón de alta resistencia hasta una deformación máxima de 0.0025, aproximadamente, que es la deformación para la que salta el recubrimiento.

### *4.1.3 Cuantía mínima de armadura a flexión.*

La cuantía mínima de armadura es necesaria para evitar la rotura frágil del elemento cuando las tensiones de tracción en el hormigón superan su resistencia a tracción. Por este motivo, es lógico que la armadura mínima a flexión sea proporcional a la resistencia efectiva a tracción cuando sucede la fisuración.

Así pues, es recomendable que la cuantía mínima venga expresada en términos de la resistencia media a tracción $f_{ctm}$ y no de la resistencia característica a compresión como viene expresada en ocasiones. Esto tiene especial relevancia en elementos de HAR donde la resistencia a tracción no crece en la misma medida que la resistencia a compresión. Por otra parte, es aceptado que la resistencia a tracción depende del tamaño de la pieza, siendo menor a medida que aumenta el canto (Collins et al. 1993, Battista 1992). Ello conduce a que losas de 300 mm de canto requieran cuantías geométricas mínimas menores que losas de 150 mm, por ejemplo. Por ello, en HAR, donde puede reducirse el canto, sería importante tener en cuenta el efecto tamaño para afinar la resistencia a tracción y evitar cometer errores por el lado de la inseguridad.

A continuación se proponen las siguientes fórmulas analíticas para la determinación de la armadura mínima a flexión en función de la resistencia media a tracción.

Para elementos de hormigón armado sometidos a flexión simple o compuesta, la armadura mínima traccionada deberá cumplir la siguiente limitación:

$$A_{s,min} \cdot f_{yd} \geq \frac{W \cdot f_{ct,m}}{z} \qquad [46]$$

Para elementos pretensados, la armadura mínima a tracción debe verificar:

$$A_{p,min} \cdot f_{pyd} + A_{s,min} \cdot f_{yd} \geq \frac{W \div f_{ct,m}}{z} + \frac{P}{z}\left(\frac{W}{A} + e\right) \qquad [47]$$

donde

$A_p$ Área de la armadura activa adherente,



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

$f_{pyd}$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción

$A_s$ Área de la armadura pasiva

$f_{yd}$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción

$W$ Módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada

$z$ Brazo mecánico de la sección ($z \approx 0{,}9d$)

$f_{ct,m}$ Resistencia media a tracción

$P$ Fuerza de pretensado

$A$ Área de la sección bruta de hormigón

$e$ Excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección bruta

### *4.1.4. Ductilidad*

El hormigón de alta resistencia, como material, es más frágil que el hormigón convencional por las razones explicadas al inicio de este artículo. Sin embargo, las estructuras construidas con HAR no necesariamente son más frágiles, sobre todo si se trata de elementos a flexión. En efecto, en la bibliografía especializada se puede encontrar que la capacidad de rotación plástica de una sección es inversamente proporcional a la profundidad de la fibra neutra en rotura x/d, y esta depende, entre otros factores, de la cuantía mecánica de armaduras.

Para obtener x/d, considérese una sección rectangular de hormigón armado, tal como indica la figura 16, en la que se observa el estado de tensiones y deformaciones producidas en estado límite último por una solicitación de flexocompresión recta.

Estableciendo el equilibrio de fuerzas en la sección puede obtenerse la siguiente expresión para la profundidad relativa de la fibra neutra:

$$\frac{x}{d} = \frac{\nu_d + \omega - \omega'}{\psi} = \frac{N_d + \left(A_s - A_s'\right) f_{yd}}{\psi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} \qquad [48]$$

donde x es la profundidad de la fibra neutra y ψ es un factor de intensidad del bloque de compresiones ($C = \psi f_{cd} b x$) que depende de las deformaciones de pico y última del hormigón, $\varepsilon_{c0}$ y $\varepsilon_{cu}$, y cuyo valor es:

$$\psi = 0{,}85\left(1 - \frac{\varepsilon_{c0}}{3 \cdot \varepsilon_{cu}}\right) \qquad [49]$$

Para el caso de hormigón convencional, utilizando el diagrama parábola rectángulo, con $\varepsilon_{c0} = 0.002$ y $\varepsilon_{cu} = 0.0035$, vale $\psi = 0.688$ y para el caso de hormigón de alta resistencia será menor, al ser mayor la relación entre la deformación de pico y la última.

Esta expresión indica que la profundidad de la fibra neutra aumenta con el axil y con la diferencia de cuantías mecánicas de armadura de tracción, y disminuye con ψ ó, de otra manera, aumenta con $N_d$, con $A_s$-$A'_s$ y con la resistencia del acero y disminuye con ψ y con la resistencia del hormigón.

Para H-25, ψ=0.688 y para H-100 ψ=0.56. Por tanto, para hormigones de alta resistencia, a igualdad de cuantías geométricas de armadura, aunque ψ es algo menor que en el hormigón convencional, al ser $f_{cd}$ mucho mayor, disminuye x/d y aumenta la ductilidad seccional.

A modo de ejemplo, considérese una sección de 40x50 cm con 6 barras de 20 mm de acero B-500S en tracción y dos de 16 mm en compresión. La profundidad de la fibra neutra será, la siguiente :

Para H-25, ω= 0.273, ω'=0.058, ψ= 0.688,
x/d=(0.273-0.058)/0.688 = 0.312

Para H-75, ω= 0.091, ω'=0.019, ψ= 0.560,
x/d=(0.091-0.019)/0.560 = 0.128

En la figuras 17a y 17b se muestra la respuesta resistente de una viga continua de dos vanos de 8 m. de luz, sometida a una carga puntual en el centro de ambos vanos, para hormigón convencional y hormigón de alta resistencia. Se observa que la viga de HAR es ligeramente más ductil y su carga ultima es algo superior a la de hormigón convencional.

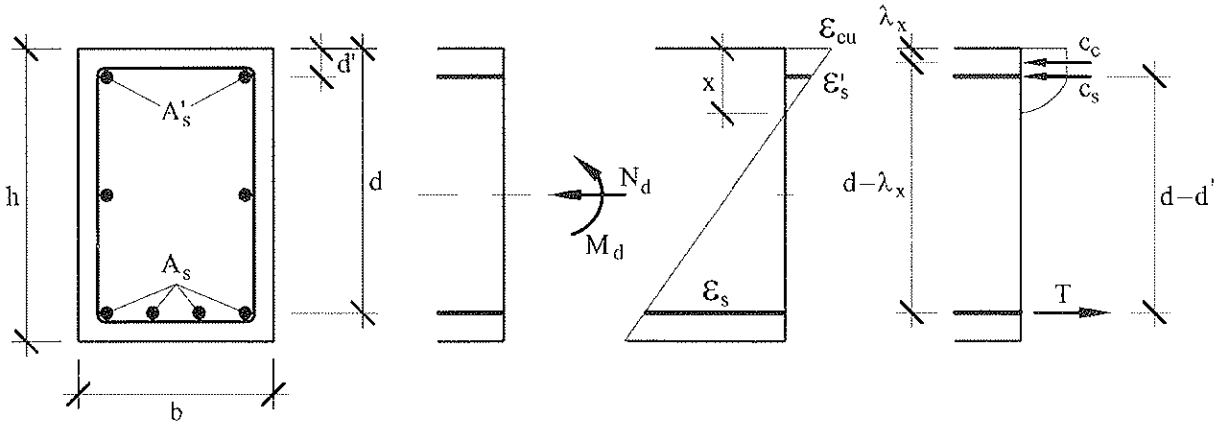



Figura 16: Tensiones y deformaciones en Estado Límite Último.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

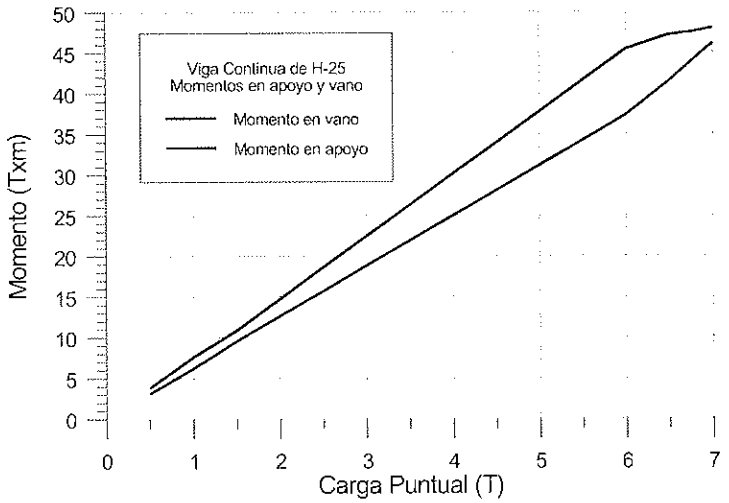



Figura 17a. Viga continua de dos vanos. Curva Carga-Momento para HC.

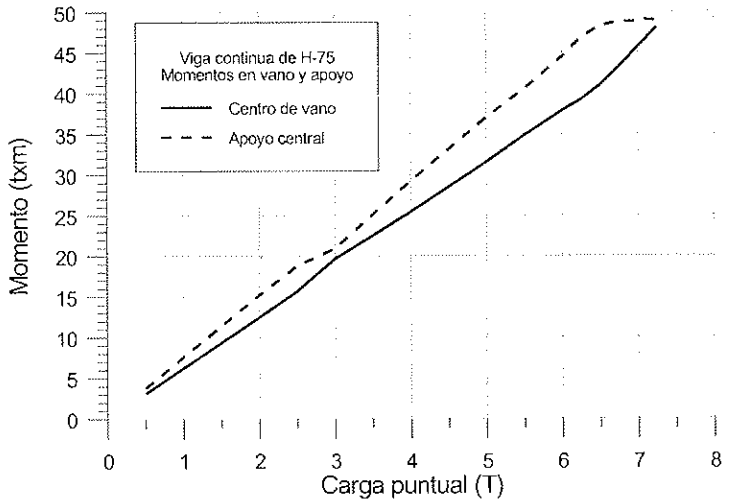



Figura 17b.Viga continua de dos vanos. Curva Carga-Momento para HAR.

### 4.2 Estado límite último de pandeo

Un soporte de hormigón de alta resistencia puede resistir cargas de compresión muy superiores a otro de hormigón convencional, con la misma sección y con la misma cuantía de armadura geométrica. Por ello, para resistir una carga dada, puede disponerse menos cuantía de armadura o menos sección. En este segundo caso, la pieza resulta más esbelta y, en consecuencia, puede sufrir mayores deformaciones laterales y efectos de segundo orden. Sin embargo, por otro lado, el uso de HAR aumenta la rigidez del soporte, al ser mayor el módulo de deformación longitudinal y la resistencia a tracción. Además, la fluencia del HAR es considerablemente menor, por lo que las flechas diferidas bajo carga permanente también lo serán y con ellas los efectos diferidos de segundo orden.

Existe poca información experimental sobre comportamiento de soportes esbeltos de HAR. En general la respuesta de soportes esbeltos de HAR no difiere, a excepción de los aspectos antes apuntados, de la de soportes esbeltos de HC. Por ello las recomendaciones establecen que los métodos de cálculo de soportes esbeltos de HC son aplicables a HAR, aunque en el cálculo de la respuesta estructural (diagrama momento curvatura, flechas, etc) deberá realizarse considerando las propiedades del HAR.

Dado que el uso de HAR puede dar lugar a soportes más esbeltos que el HC, conviene afinar el valor de la esbeltez a partir de la cual los efectos de segundo orden son significativos (esto es, producen una reducción de la capacidad portante del soporte de un 10%, por ejemplo). Un trabajo reciente de Marí y Hellesland (2003) pone de manifiesto la necesidad de incluir en la expresión del límite inferior de esbeltez la influencia de variables tales como el esfuerzo axil, la excentricidad o la cuantía de armaduras, para evitar considerar como esbeltos muchos soportes que no lo son.

La esbeltez límite inferior $\lambda_{inf}$ puede obtenerse de las siguientes expresiones:



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Para $n \geq n_b$

$$\lambda_{10} = 35\sqrt{\left(1{,}33\frac{e_{02}}{h} + 0{,}4\left(\frac{\nu - 0{,}7}{\nu}\right)\right)\left[1 + \frac{0.3}{e_{02}/h} + 3.4\left(\frac{e_{01}}{e_{02}} - 1\right)^2\right]} \quad [50]$$

$$\lambda_{10} = 35\sqrt{\frac{e_{02}}{h}\left[1 - \frac{0.5 - \nu}{e_{02}/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_{01}}{e_{02}} - 1\right)^2\right]} \quad [51]$$

donde:

| | |
|---|---|
| $\nu = N_d/(A_c \cdot f_{cd})$ | Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte |
| $\nu_b = 0.444$ | Axil adimensional correspondiente al plano de rotura crítica, definido por las deformaciones de hormigón y acero $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$, $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ |
| $e_{02}$ | Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con mayor momento, considerada positiva |
| $e_{01}$ | Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con menor momento, positiva si tiene el mismo signo que $e_{02}$ |
| h | Canto de la sección en el plano de flexión considerado |

En el cálculo de la esbeltez límite se ha tenido en cuenta los efectos de la fluencia, un cierto grado de fisuración del soporte y se ha supuesto que la armadura del soporte es la estrictamente necesaria para resistir los esfuerzos de primer orden que solicita la sección.

Una expresión similar ha sido adoptada por el reciente borrador del Eurocódigo EC-2.

## 4.3. Estado límite último de resistencia a cortante

Las expresiones para el cálculo del estado límite último de resistencia a cortante se basan principalmente en ecuaciones obtenidas experimentalmente en ensayos que utilizaban vigas de hormigón de resistencia menor de 40 MPa. Además, las superficies de rotura a cortante en hormigón de alta resistencia son menos rugosas que en hormigón convencional, con fisuras propagándose a través de los áridos en vez de alrededor de ellos. Como uno de los mecanismos resistentes a cortante es el engranamiento de áridos, este mecanismo debe ser revisado para HAR. Los resultados experimentales hasta la fecha indican que la resistencia frente a cortante-fricción en HAR puede ser inferior hasta en un 35% respecto a un elemento de hormigón convencional.

Igualmente, el aumento de la resistencia característica a compresión y el correspondiente incremento en la resistencia a tracción del hormigón conducen a la necesidad de revisar las provisiones de armadura mínima a cortante, ya que ésta puede ser insuficiente para hormigón de alta resistencia.

### *4.3.1. Piezas sin armadura a cortante*

Los resultados de campañas experimentales sobre piezas sin armadura de cortante de HAR indican que la resistencia a cortante no aumenta significativamente al aumentar la resistencia característica del hormigón por encima de 60 MPa. Por este motivo, diferentes normativas y recomendaciones consideran necesario limitar la resistencia a compresión del hormigón para el cálculo del cortante último. Por ejemplo, el Anejo 11 de la Instrucción EHE propone limitar el valor de $f_{ck}$ a 60 MPa. De este modo, el esfuerzo de corte que agota por tracción el alma vale:

$$V_{u2} = \left[0.12\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)\left(100\rho_1 f_{ck}\right)^{1/3} - 0{,}15\sigma'_{cd}\right] b_0 d \quad [52]$$

con $f_{ck}$ expresado en N/mm$^2$ y debe ser tomado menor o igual a 60 MPa, d en mm, y ρ es la cuantía de armadura longitudinal a flexión que se limita a 0,02.

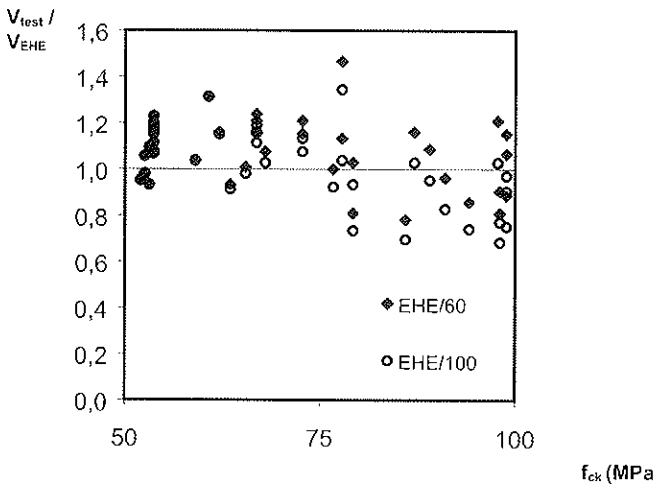



Figura 18: Comparación resultados experimentales con los obtenidos al aplicar la norma EHE limitando la resistencia $f_{ck}$ a 60 MPa p a 100 Mpa

La figura 18 compara resultados experimentales obtenidos en vigas de hormigón de alta resistencia sin armadura a cortante con los resultados calculados utilizando la formulación de la EHE sin coeficientes de seguridad. Se aprecia que en el caso de no limitar la resistencia a compresión a 60 MPa la formulación se convierte insegura para vigas con hormigón de más de 75 MPa de resistencia a compresión.

Recientemente, Cladera (2002) ha propuesto modificar ligeramente la fórmula anterior para elementos sin armadura a cortante, de forma que la ecuación se ajusta mejor a los resultados experimentales tanto para hormigón de alta resistencia como para hormigón convencional, resultando:

$$V_c = \left[0.18\xi\left(100\rho_l\right)^{1/2} f_{ck}^{0.2}\right] b_w d \quad [53]$$

donde:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{s_x}} \leq 2.75,$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

$s_x$ = la distancia vertical entre las capas de armadura horizontal distribuida en el alma, menor que 0,9d

$f_c \leq 60$ Mpa,.

$$\rho_l = \frac{A_l}{b_w d} \leq 0.02 \left(1 + \frac{f_c}{100}\right)$$

*4.3.2. Elementos con armadura a cortante*

Se ha observado experimentalmente que para vigas con armadura de corte, la contribución de la armadura transversal $V_s$ aumenta con la resistencia a compresión del hormigón. Este hecho es difícil de explicar basándose en los modelos de celosía tradicionales, en los que la contribución del hormigón se limita a aquella existente cuando se produce la fisuración, y por tanto, es aproximadamente igual a la resistencia que tendría una la misma viga sin armadura a cortante, caso en el que se ha visto que no aumenta significativamente al incrementar la resistencia a compresión del hormigón.

Sin embargo, mediante la teoría modificada del campo de compresiones (MFCT, Vecchio and Collins, 1986) sí es posible explicar el aumento de resistencia, el cual es debido a que la contribución del hormigón se considera como la resultante de la componente vertical del las tracciones del alma, obtenida mediante las ecuaciones de compatibilidad y equilibrio. De este modo, el colapso no se produce cuando plastifican los cercos (lo que se corrobora experimentalmente), sino que tiene lugar cuando el cortante-fricción transmitido en la superficie de la fisura no puede aumentar, con lo que no puede incrementarse las tracciones en el hormigón, o cuando agotan las bielas comprimidas.

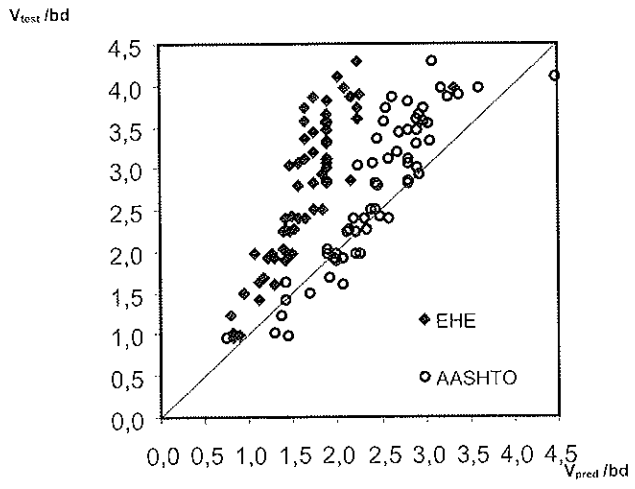



Figura 19: Comparación resultados experimentales con los obtenidos al aplicar la Instrucción EHE y el código AASHTO, basado en la teoría modificada del campo de compresiones.

De hecho, tras la plastificación de los cercos, el campo de compresiones tiende a reducir su inclinación, por lo que aumenta la tensión principal de compresión en las bielas. Esto unido a la pérdida de resistencia a compresión en el hormigón del alma por la existencia de tracciones perpendiculares provoca el posible agotamiento de las bielas comprimidas. El uso del HAR previene la rotura por compresión del hormigón y asegura una rotura debido a la tracción diagonal, y por tanto, aumenta la efectividad de la armadura.

La figura 19 compara resultados empíricos con los valores del cortante de rotura calculado según la Instrucción EHE y el Código AASHTO, el cual se basa en la teoría modificada del campo de compresiones, De la figura se deduce con claridad que la formulación de las provisiones AASHTO se ajustan mucho mejor a los resultados experimentales que los calculados mediante las expresiones de la Instrucción EHE.

*4.3.3. 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 ese motivo es necesario disponer una cantidad mínima de armadura a cortante, que debe evitar la rotura frágil en el momento de la fisuración por 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

$$\sum \frac{A_\alpha f_{y\alpha,d}}{sin\alpha} \geq 0.02 f_{cd} b_0 \qquad [54]$$

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

$$A_v \geq 0.06 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_y} \qquad [55]$$

Teniendo en cuenta que en la Instrucción EHE, la resistencia a tracción es proporcional a $f_{ck}^{2/3}$ y mediante la realización de una campaña experimental, Cladera y Marí (2003) proponen la siguiente armadura mínima que se ajusta mejor al HAR

$$A_{w,min} = \frac{f_{ct,m}}{7.5} \frac{b_w s}{f_y} \qquad [56]$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

donde:

$$f_{ct,m} = 0.30 \sqrt[3]{f_c^2} \qquad \text{si } f_c \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m} = 0.58 \sqrt[3]{f_c^2} \qquad \text{si } f_c > 60 \text{ Mpa}$$

De todo lo anterior se concluye que para piezas con armadura de cortante la formulación de la Instrucción EHE es segura para HAR, aunque debiera ser mejorada por su carácter excesivamente conservador. En este sentido se propone adoptar el método propuesto por Cladera (2002) para evitar un injustificado exceso de armadura transversal, no solo para HAR sino también para HC.

### 4.4. Estado límite último de punzonamiento

El fenómeno del punzonamiento resulta difícil de predecir, por la multitud de variables que intervienen y por el carácter frágil de la rotura.

La mejora de las resistencias a tracción y a compresión del hormigón influye, lógicamente, en la mejora de la resistencia frente al punzonamiento de losas, pero la falta de información experimental y el carácter frágil de la rotura hizo que las primeras especificaciones para HAR fueran conservadoras. Así, basándose en resultados experimentales, y por analogía con el comportamiento a cortante de vigas de HAR, la instrucción Noruega propone limitar el aumento de la resistencia a punzonamiento con la resistencia compresión, de forma que aquella no aumenta para hormigones superiores a 74 MPa de resistencia.

Los ensayos a punzonamiento realizados recientemente sobre losas de HAR sin armadura transversal predicen que la resistencia a punzonamiento aumenta proporcionalmente con la raíz cúbica de la resistencia a compresión (como predice el Código Modelo y las normativas basadas en él, como la EHE y el Eurocódigo EC-2) y no con la raíz cuadrada de aquella, que lleva a resultados inseguros para hormigones de alta resistencia. Ngo (2001) realiza una recopilación de estos ensayos así como una comparación de resultados experimentales con diferentes normativas. Los resultados de recientes ensayos sobre losas con y sin armadura a punzonamiento (Marzouk y Jiang, 1997), confirman que el Código ACI puede resultar inseguro para losas sin armadura a punzonamiento, pero es adecuado en el caso de disponer de dicha armadura.

De lo anterior se concluye que la Instrucción EHE resulta segura para HAR, aunque se necesita más investigación experimental en este campo para verificar y ajustar mejor al caso del HAR los métodos de cálculo a punzonamiento.

### 4.5. Estado límite último de fatiga

El comportamiento experimental a fatiga, esto es la pérdida de resistencia del hormigón bajo cargas repetidas, puede ser determinante en elementos sometidos a un gran número de ciclos de carga, como las traviesas de ferrocarril o las estructuras "off shore", encontrándose, además, en el segundo caso, sumergidas, lo que tiene gran importancia de cara a la fatiga del hormigón. Por ello, fue en noruega donde se realizaron los primeros ensayos a fatiga sobre HAR.

De los ensayos a fatiga sobre hormigones entre 50 y 90 Mpa, puede concluirse que el HAR no presenta un comportamiento significativamente diferente del HC, cuando los niveles de tensión se expresan en términos relativos a la resistencia a compresión estática.

Las condiciones de humedad ambiental tienen una importancia relevante en el comportamiento a fatiga. Se observó que las probetas que habían sido secadas y ensayadas al aire, resistían un número de ciclos de carga considerablemente mayor que las que se ensayaban bajo el agua. Así, para ciclos con una tensión máxima del 60% de la resistencia del hormigón, se aumentó de $10^4$ ciclos en el caso de hormigón sumergido a $2 \cdot 10^6$ en el caso de hormigón ensayado al aire.

Las propiedades a fatiga del hormigón de alta resistencia sumergido fueron iguales o mejores que las del HC en las mismas condiciones. La mayor impermeabilidad del har debido a la menor relación a/c se considera una ventaja frente a la fatiga en condiciones sumergidas.

El tamaño de la probeta podría influir en los resultados. Probetas muy pequeñas, secadas al aire, pueden sobrevalorar los resultados, ya que no reproducen las condiciones de humedad en las estructuras reales, de tamaño considerable, donde en el interior no se producen los efectos de secado como en la superficie. Se recomienda realizar los ensayos a fatiga sobre probetas selladas en su superficie. En estas condiciones de ensayo, los resultados experimentales muestran una relación prácticamente lineal entre el rango de tensiones aplicado y el logaritmo decimal del número de ciclos resistidos por la probeta.

## 5. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

### 5.1. Fisuración

La mayor resistencia a tracción del HAR aumenta el momento de fisuración y, por consiguiente, aumenta la relación entre el momento de fisuración, $M_{fis}$, y el momento de servicio, con lo que disminuye la tensión media de la armadura, como puede deducirse de la expresión habitualmente empleada para el cálculo de dicha tensión:

$$\sigma_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s}\left[1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] = \frac{\sigma_s}{E_s}\left[1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{fis}}{M_a}\right)^2\right] \qquad [57]$$

donde:

$\sigma_{sm}$ es la tensión media de la armadura en la zona traccionada

$\sigma_{sr}$ es la tensión en la armadura en sección fisurada bajo la acción del momento de fisuración $M_{fis}$



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

$\sigma_s$ es la tensión en la armadura en sección fisurada bajo la acción del momento de servicio $M_a$

$\beta$ es un factor que tiene en cuenta la adherencia entre hormigón y acero.

La adherencia entre hormigón y acero es mayor en el HAR que en HC, lo que mejora el comportamiento frente a los estados límite de fisuración y deformaciones. Por una parte, la transmisión de tensiones de tracción del acero al hormigón se produce en una menor longitud, reduciéndose por tanto la separación entre fisuras. Por otra, se reduce la deformación en la armadura al aumentar el módulo de deformación del hormigón. Ambos efectos contribuyen a disminuir el ancho de las fisuras respecto al HC, a igualdad de condiciones de carga, geometría y armaduras, mejorando el comportamiento en servicio. Los estudios experimentales realizados sobre HAR (Charif, 1989, Favre 1990) en los que se ensayaron losas de HC y de HAR con distintas resistencias corroboran la anterior afirmación. A su vez dichos estudios concluyeron que el uso de HAR permite reducir las diferencias de calidad existentes habitualmente en el hormigón que rodea las armaduras en las secciones críticas, lo que permite un mejor comportamiento global.

Igualmente, las investigaciones llevadas a cabo indican que los métodos simplificados de cálculo del ancho de fisuras utilizados para HC, son válidos para el HAR, si bien quedan del lado de la seguridad.

## 5.2. Deformabilidad

### *5.2.1. Deformabilidad instantánea*

El aumento del módulo de deformación $E_c$ y de la resistencia a tracción, $f_{ct}$, incrementan la rigidez seccional y el momento de fisuración. No obstante hay que tener en cuenta que el aumento de $f_{ct}$ no es proporcional al aumento de la resistencia a compresión, $f_{ck}$. Ello, y la mejora de la adherencia entre hormigón y acero, que da lugar a un incremento de la colaboración del hormigón traccionado entre fisuras, reducen la deformabilidad instantánea. Los métodos aceptados para el cálculo simplificado de flechas instantáneas en HC, pueden utilizarse en HAR sin problemas, adoptando los valores correspondientes de $E_c$ y $f_{ct}$. Para mayor precisión, pueden modificarse el valor de las variables ligadas a la adherencia, de forma que se tenga en cuenta en la rigidez fisurada la mayor contribución del hormigón traccionado entre fisuras.

La figura 20 muestra la influencia del tipo de hormigón en la deformabilidad de una viga biapoyada de 8 m de luz, de 40x65 cm armada con 6 redondos de 20 mm. Se observa la enorme diferencia de flechas, siendo el HAR mucho más rígido.

### *5.2.2. Deformabilidad diferida*

Dado que la retracción y, sobre todo, la fluencia, son menores en HAR que en HC, las flechas diferidas y, en particular, las flechas activas en edificios construidos con elementos a flexión de HAR son menores, como ha quedado corroborado experimentalmente (Favre, 1990, Carbonari, 1996)

Para poder reflejar la influencia de este comportamiento diferido, conviene emplear métodos para el cálculo de flechas en cuyas expresiones figuren explícitamente el coeficiente de fluencia $\varphi$ y la deformación unitaria de retracción $\varepsilon_r$, como el propuesto por Murcia (1991), basado en la hipótesis contrastada experimentalmente de que en sección fisurada la deformación de la armadura de tracción varía muy poco en el tiempo. A continuación se describe una variante de este método, propuesta por Marí (1994).

Para piezas de hormigón armado a flexión, fisuradas, la flecha diferida por fluencia y retracción puede obtenerse, en forma aproximada, a partir de la flecha instantánea de las cargas permanentes, $y_g$.

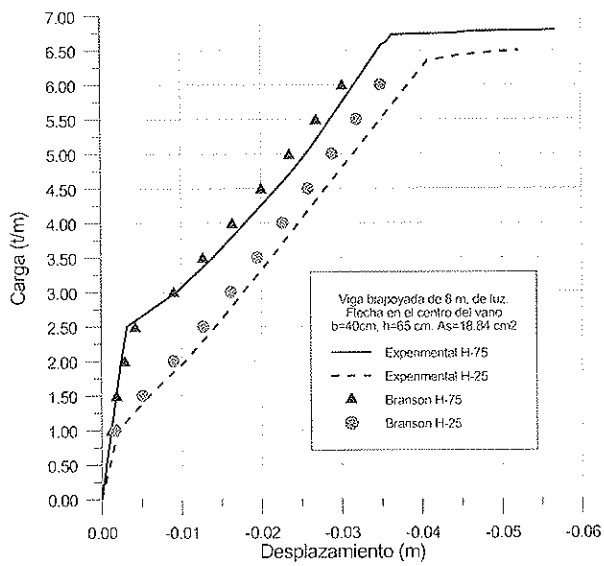



Figura 20: Influencia del tipo de hormigón en la deformabilidad de una viga.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

$$y_t = y_{ret} + y_\varphi = k_b \frac{\varepsilon_r}{d} \cdot \frac{l^2}{8} \cdot \frac{1}{1+12 \cdot n \cdot \rho'} + y_g \cdot \cdot \varphi \cdot \frac{x}{d} \cdot \frac{1}{1+12 \cdot n \cdot \rho'} \quad [58]$$

donde

- $y_t$ es la flecha diferida
- $y_{ret}$ es la flecha debida a la retracción
- $y_w$ es la flecha debida a la fluencia
- $\varepsilon_r$ es la deformación de retracción
- $\varphi$ es el coeficiente de fluencia
- n es el coeficiente de equivalencia $E_s/E_c$
- r' es la cuantía geométrica de armadura de compresión
- x/d es la profundidad de la fibra neutra en servicio,
- $k_b$ es una constante que depende de las condiciones de apoyo, de valor:
  - 1.0 para vigas biapoyadas
  - 0.7 para vanos extremos de vigas continuas
  - 0.5 para vigas biempotradas y vanos interiores de vigas continuas

El valor de x/d puede obtenerse de la tabla 2.3 en función de nρ:

Por otra parte, la figura 21 muestra una comparación entre resultados obtenidos mediante el método propuesto, el método simplificado de cálculo de flechas de la Instrucción EHE y los resultados de un cálculo no lineal diferido utilizando adecuado a las propiedades del HAR. (Marí, 2000) que implementa el método general de análisis no lineal y diferido contemplado en la Instrucción EHE.

Se trata de una viga biapoyada de 8 m de luz, de sección rectangular de 0,40x0,65 m, con 18 cm$^2$ (6ϕ16) de armadura de tracción (d=60 cm), sin armadura de compresión, sometida a una carga permanente uniformemente distribuida de 40 kN/ml aplicada a los 28 días del hormigonado. Los valores de la retracción y la función de fluencia necesarios para aplicar las fórmulas propuestas se han obtenido utilizando las expresiones de la Instrucción EHE, considerando una humedad relativa del 70%. Se comparan los resultados para un hormigón H-25 y otro H-75.

Se observa que, mientras el método propuesto se ajusta razonablemente bien al obtenido con el modelo general, el método simplificado de cálculo de flechas se aleja mucho, del lado conservador, dado que no contempla las características reológicas propias del HAR.

## 6. CONCLUSIONES

En este artículo se han presentado propuestas para el cálculo y proyecto de elementos estructurales de HAR, obtenidas a

*Tabla 2: Valor de x/d en función de Nρ.*

| ρ | 0.005 | 0.010 | 0.015 | 0.020 | 0.025 |
|---|---|---|---|---|---|
| Nρ | 0.035 | 0.070 | 0.105 | 0.140 | 0.175 |
| x/d | 0.230 | 0.310 | 0.360 | 0.400 | 0.440 |

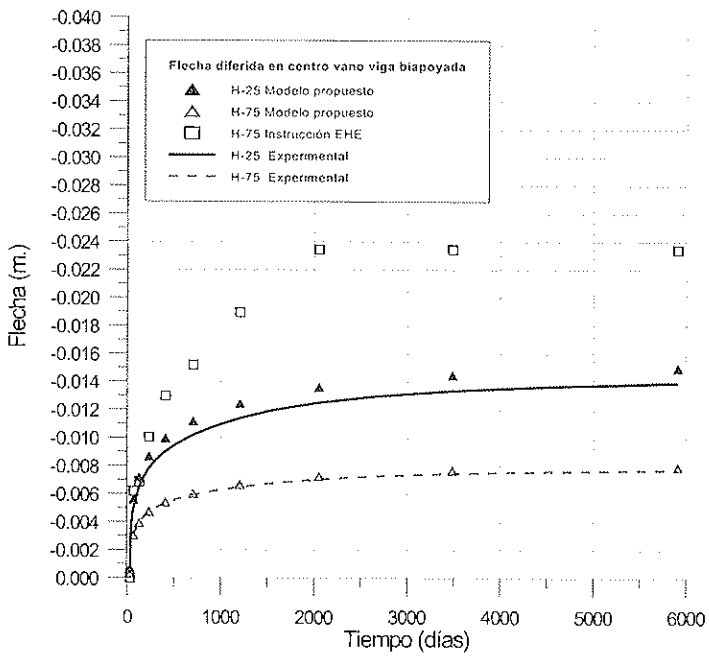



Figura 21. Comparación de flechas diferidas obtenidas por el método simplificado de la EHE y el método propuesto, con el método general.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

partir del estudio de las características diferenciales del hormigón de alta resistencia respecto del hormigón convencional y de su influencia en el comportamiento estructural, observadas experimentalmente.

En relación a las propiedades del hormigón, las diferencias más destacables se encuentran en la resistencia a tracción y módulo de elasticidad, cuyos valores, en relación con la resistencia a compresión, son menores que los de un hormigón convencional. Así mismo son notables las diferencias en la retracción y la fluencia, fenómenos que difieren sustancialmente en sus componentes (autógena y de secado) y en su desarrollo temporal con respecto al HAR. Por último se constata una mejora apreciable en la adherencia entre el HAR y las armaduras activas y pasivas.

Estas propiedades diferenciales influyen en el comportamiento frente a los estados límite últimos y de servicio. En general, el HAR mejora las prestaciones estructurales, proporcionando mayor resistencia a flexocompresión de los elementos, como es obvio, pero también mayor rigidez, mejor control de la fisuración, menores pérdidas de pretensado y menores deformaciones diferidas. Se ha observado también que la contribución de la armadura transversal a la resistencia a cortante aumenta con la resistencia a compresión del hormigón. Las cuantías mínimas de resistencia a flexión y cortante también se ven afectadas a la baja, debiendo ser expresadas en términos de la resistencia a tracción en lugar de la resistencia a compresión.

Sin embargo, no siempre es posible aprovechar toda la resistencia del material para aumentar la resistencia del elemento. Esto es lo que ocurre, por ejemplo, en soportes, en los que el salto del recubrimiento bajo altos niveles de carga, para deformaciones del orden de 0.0025, reduce la sección resistente efectiva del soporte. Otro aspecto de importancia en este mismo sentido es la constatación de que, en elementos sin armadura de cortante, a partir de cierta resistencia del hormigón, apenas aumenta el cortante resistido. Ello es fruto del tipo de fractura que se produce en el HAR, produciéndose una superficie de rotura que atraviesa los áridos y es mucho más lisa que en HC, lo que limita el efecto de engranamiento de los áridos y la resistencia a cortante fricción.

Se han propuesto métodos y expresiones para el cálculo, dimensionamiento y comprobación de estructuras de HAR, cuando se ha considerado que las existentes para HC no eran las más adecuadas, bien por quedar del lado de la seguridad, bien por ser excesivamente conservadoras. En general, se ha tratado de adecuar las nuevas expresiones a las propuestas de la última versión del Eurocódigo EC-2, que ya está planteado para hormigones de hasta 90 Mpa, pero separándose lo menos posible de la presente Instrucción EHE, la cual puede ser fácilmente adaptada al HAR, dado que muchos de los cambios necesarios constan ya en el Anejo 11 "Hormigones de alta resistencia".

De los estudios realizados se ha constatado la necesidad de seguir investigando experimentalmente en algunos aspectos poco o insuficientemente cubiertos en el comportamiento de estructuras de HAR . Entre ellos destaca el estudio del estado límite de punzonamiento, especialmente con armadura de punzonamiento, el estado límite de pandeo en soportes de esbeltez considerable (determinando cuando puede considerarse realmente esbelto un soporte de HAR), el ELU de cortante en piezas pretensadas, y aspectos relativos a los estados límite de servicio como la determinación del ancho y separación entre fisuras y deformabilidad instantánea en HAR.

## AGRADECIMIENTOS

En este artículo se incluyen, de forma resumida, algunos de los resultados del trabajo realizado en el seno del grupo de trabajo GT1.2 de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, "Bases de cálculo de estructuras de hormigón de alta resistencia", que ha elaborado unas "Recomendaciones para el proyecto de estructuras de HAR". Los autores agradecen a los componentes del grupo su autorización para el uso de parte del contenido de dicho trabajo. En este artículo. Por otra parte, algunos de los resultados experimentales obtenidos en relación la resistencia a cortante de vigas de HAR han sido realizados en el seno del proyecto de investigación TRA99-0974, Financiado por el Programa Nacional de Transportes del Plan Nacional de I+D+I 200-2003.

## REFERENCIAS

ACHE. Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, "Recomendaciones para el proyecto de estructuras de HAR", Grupo de Trabajo GT4.1, 2003.

ACI 318-02, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, American Concrete Institute, Detroit, USA (2002).

British Standard BS 8110, "Structural use of Concrete. Part 1. Code of practice for design and construction" (1997).

Comisión Permanente del Hormigón. "Instrucción de Hormigón Estructural EHE", Ministerio de Fomento, Madrid, 1999.

Comité Euro-International du Beton , "CEB-FIP Model Code 1990", CEB Butlletin No. 213-214, May 1993.

European Committee for Standardization, CEN/TC 250/SC2. "Eurocode 2: Design of Concrete Structures Part 1.2:General Rules-Structural Fire Design". Final draft (2002).

The Concrete Society, "Design Guidance for High Strength Concrete", Technical Report No. 49, The Concrete Society, 1998.

Norway Standard NS 3473 E:1992. "Concrete Structures. Design Rules", 1992.

ACI 363R-96."High Strength Concrete". Chapter 6, "Structural Considerations"., 1996.

ACI Committee 363, "State-of-the-art-report on High Strength Concrete", ACI Journal July-August 1984, pp 362-411



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

*Ahmad, S., Shah, S. P.: High Strength Concrete – A Review: First Symposium on Utilization of High Strength Concrete , Stavanger 1988*

Bae, S. and Bayrak, O., "Early cover spalling in high strength concrete columns", J. Struct. Engineering ASCE, Vol. 29, No3, Marzo 2003, pp. 314-323, 2003.

Batista, D.D., "Minimum reinfiorcement requirements for high strength concrete slabs", Master Thesis, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, Canada, 1992.

Bayrak, O., "Seismic performance of rectilineary confined high strength concrete columns", Ph.D. Dissertation, Univ. of Toronto, Canada, 80-187, 1999.

Bing, L. ,Park, R., and Tanaka, H., "Strength and ductility of reinforced concrete members and frames constructed using high strength concrete", Research Report No 94-5, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, Christchurch, New-Zealand, 1994.

Birdy, J.N., Bhula, D.N., Smith, J.R., Wicks, S.J. "Punching Resistance of slabs and shells used for arctic concrete platt-forms", 17th Annual OTC in Houston, Texas, Mayo, 1985.

Bonet, J.L., Yazzar, A., Serna, P., Fernández, M.A., Miguel, P., "Bloque rectangular equivalente para hormigón confinado de alta resistencia", Dept. Ingeniería de la Construcción, Univ. Politécnica de Valencia, 2000.

Carbonari, G. "Comportamiento mecánico instantáneo y diferido del hormigón de alta resistencia", Tesis Doctoral del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña, dirigida por Antonio Aguado y Ravindra Gettu, 198 pp.,Barcelona, Diciembre 1996

Carrasquillo, Slate, Nilson: "Properties of High strength Concrete Subjected to Short-term Loading" ACI-Journal May-June 1981

Comité Euro-International du Beton, "Evaluation of the time dependent behaviour of concrete", CEB Butlletin d'Information, No 199, Lausanne, Switzerland, 1990.

CEB-FIP Working Group on High-Strengh/High-Performance Concrete, "Recommenden Extensions to the Model Code 90. Research Needs", CEB Bulletin d'Information Nº 228, Lausanne, Switzerland, July 1995

Charif, H. and Jaccoud, J.P., "Réduction des déformations et amélioration de la qualite des dalles en béton". Rapport final des études experimentales. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Publication IBAP No 133, EPFL, Lausanne, Julio 1989.

Cladera, A., "Shear design of reinforced high-strength concrete beams", Tesis Doctoral del Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Cataluña, dirigida por Antonio R. Marí, 326 pp, Barcelona, Diciembre 2002

Cladera, A,, and Marí, "Experimental study on high-strength concrete beams failing in shear", ASCE Structural Journal, 2003 (En revisión)

Collins, M.P., Mitchell D y MacGregor, J., "Structural Design Considerations for High Strength Concrete", Concrete International Vol. 15, No 5, pp 27-34, 1993.

Collins, M.P. y Porasz A.,"Shear Design of High Strength Concrete", CEB Butlletin d'Information No. 193, pp 77-83, 1989.

Diederichs, U., Jumpannen, U.M, Pentala, V., "Material Properties of High Strength Concrete at elevated temperatures", IABSE, 13th Congress, Helsinki, June 1988.

Favre, R., Charif, H., Jaccoud, J.P., "Improved serviceability of R.C. slabs with the use of HSC-Reduction of deformations and cracking". Second International Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Berkeley, , CA, USA, May, 1990

FIP-CEB, "High Strength Concrete. State of the Art Report". FIP-CEB Working Group on High Strength Concrete. CEB Bulletin d'Information No. 197, FIP SR 90/1, Thomas Telford Ltd, London, 1990. 61 pp.

Garrido, A.,"La EHE explicada por sus autores", LEYNFOR Siglo XXI, 2000, 338 pp.

Han, N. and Walraven, J.C., " Creep and Shrinkage of young High Strength Concrete", Proceedings of the 4th Intl. Symposium on utilization of High Strength/High Performance Concretes", Paris, France, pp 339-348, 1996

Mansur, M.A., Chin, M.S. and Wee, T.H., "Flexural behavior of high strength concrete beams", ACI Struct. J. 94(6), 663-674, 1997.

Marí, A.R., "Simplified method for the calculation of deflections in reinforced concrete beams and one way slabs", Informe interno del Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Cataluña, 1994

Marí, A., "Numerical Simulation of the Segmental Construction of Three Dimensional Concrete Frames", Engineering Structures, No. 6 , Vol. 22, pp 585-596, 2000.

Marí, A. y Hellesland, J., "Lower slenderness limits for rectangular reinforced concrete columns", J. Str. Eng ASCE. (En revisión), 2003.

Marzouk, H. and Husseim, A. "Experimental investigation of the behaviour of High Strength Concrete Slabs", ACI Structural Journal, Nov.- dec. Vol. 88, No.6, 1991, pp-701-713.

Müller, H.S., Kütner, C.H., "Creep of High Performance Concrete. Characteristics and Code-Type Prediction Model", ", Proceedings of the 4th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete, Paris, France, pp 377-385, 1996.

Müller, H.S., Kütner, C.H., and Kvitsel, V. "Creep and Shrinkage Models for normal and high-performance concrete- concept for a unified type approach", Revue Francaise de Gènie Civil, Vol.3, nº3-4, 1999, pp 113-132.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Murcia, J., "Análisis aproximado en el tiempo de secciones de hormigón armado en servicio. Propuesta de un nuevo factor de cálculo de flechas diferidas", Hormigón y Acero, nº 181, pp. 19-26, 1991

Nedderman, H., "Flexural Stress distribution in very hiag strength concrete", Master Thesis, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Texas, Arlington, Texas, USA, 1973.

Ngo, D.T., "Punching Shear Resistance of High Strength Concrete Slabs", Electronic Journal of Strustural engineering, 1 (2001), pp. 52-59.

Norwegian Standard NS3473, Concrete Structures, design Rules, 1989 (available in English from N.B.R. Kobenhavngt. 10 – 0566 Oslo – Norway)

Ozden, S., " Behavior of High strength concrete under strain gradient", Master Thesis, Univ. of Toronto, Toronto, Canada, 112-113, 1992.

RILEM TC 107, Subcommittee 5 "Data Base on Creep and Shrinkage", RILEM Draft Report, H.S. Müller, Z.P. Bazant, C.H. Kütner, 1998

Sargin, M., "Stress-strain relationsip for concrete and the analysis of reinforced concrete sections"", Dept. of Civil Eng. Univ. of Waterloo, Ontario, Canada, 1971.

Serna Ros, P., Yazzar, S., Coca, A. "Influencia del Confinamiento en la Ductilidad del Hormigón de Alta Resistencia". Primer Congreso de la Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural "ACHE". Sevilla, 1999.

Sheikh, S. A. and Uzumeri S. M. (1980), "Strength and ductility of tied columns", Journal of Structural Div., ASCE, 106(5), 1079-1102, 1980.

Tomaszewicz, A., "High Strength Concrete SP2-Plates and Shells. Report No 2.3. Punching Shear Capacity of reinforced Concrete Slabs". Report No. STF70 A93082, SINTEF, Trondheim, 1993.

Thorenfeld, E., Tomasewics A., y Jensen, J.J., "Mechanical Properties of High Strength Concrete and Applications in Design", Proceedings of the Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Tapir, Trondheim, pp.149-159, 1987.

Vázquez, C, "Estudio comparativo de las propiedades de adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales", Tesis Doctoral del Departamento de Tecnología de la Construcción de la Universidad de la Coruña dirigida por Fernando Martínez y Manuel Casteleiro, La Coruña, Diciembre 2000

Yazzar, S., "Estudio de la Ductilidad de Elementos Comprimidos Fabricados con Hormigón de Alta Resistencia Sometidos a Cargas Cíclicas de Flexión". Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. Enero de 2000, 149 pp. 2000.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Los hormigones especiales como producto industrial

## *The special concretes like industrial product*

**Pilar Palacios Navarrete**
Directora Técnica de CEMEX HORMIGÓN
♦
**Ernesto Navarrete de Cárcer**
Director técnico de HYMPSA

**RESUMEN**

El sector del hormigón preparado en España se encuentra hoy en disposición de ofrecer con garantías, hormigones denominados "especiales" por sus características y propiedades poco conocidas o escasamente utilizadas. Paralelamente a este desarrollo de nuevos tipos de hormigón, es necesario avanzar tanto en su normalización como en la generación de su demanda, con la seguridad de que serán productos globalmente más interesantes para el sector de la Construcción.

***SUMMARY***

*The sector of readymix in Spain today is in disposition to offer with garantias, concretes denominated "special" by its characteristics and well-known properties little or barely used. Parallelly to this development of new types of concrete, it is necessary to advance so much in his normalization as in the generation of his demand, with the security of which they will be globally more interesting products for the sector of the Construction.*

## ¿PARA QUÉ LOS HORMIGONES ESPECIALES?

Normalmente, los requerimientos de la mayoría de las obras y proyectos de construcción son hormigones con resistencias comprendidas entre los 20 y los 35 Mpa, con tamaños máximos de 12 o 20 mm y con densidades del orden de los 2.350 kg/m$^3$. Estos hormigones están perfectamente estudiados y tabulados en la normativa actual, tanto nacional como internacional.

Sin embargo, en ocasiones, es necesario por motivos variados que el hormigón presente alguna peculiaridad o tenga potenciada alguna de sus características básicas. Ello hace difícil su tabulación y estandarización, ya que casi siempre son diseñados para un requerimiento concreto. Ejemplo de ello puede ser, por una parte, el necesitar un diseño de hormigón de un peso específico muy bajo para rehabilitación de un forjado: hormigón ligero estructural, y, por otra parte, solicitarse un hormigón de un peso específico alto para ejercer contrapeso en la quilla de un barco.

Hace ya algunos años estos hormigones "distintos" se enfocaban de manera peculiar y requerían de incontables análisis, estudios previos, ensayos característicos, etc. hasta validar las prestaciones que se pretendían conseguir. Sin embargo el desarrollo que la industria del hormigón preparado ha tenido, así como el despegue tan importante que en nuestro país ha disfrutado la producción y el consumo de este producto de construcción nos ha permitido utilizar no con poca frecuencia estos hormigones peculiares y estandarizar sus parámetros de producción de forma que ahora, casi sin excesivos análisis previos, podemos utilizar unos hormigones con características complementarias a las comúnmente conocidas ampliando el espectro de posibilidades y prestaciones que la Construcción demanda.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Algunos ejemplos de estos hormigones, anteriormente llamados hormigones especiales, serían:

**HAR (Hormigones de alta resistencia):** Son hormigones de altas resistencias mecánicas, >50 Mpa (según EHE). Hoy día suelen aparecer con cierta frecuencia, si bien son los de las categorías más bajas (HA50 – HA70). Requieren el cumplimiento de ciertas exigencias complementarias a la fabricación básica del hormigón, tales como equipo dosificador complementario del humo de sílice en su caso, procedimiento especial en el transporte a obra, en su caso, y dominio de los tiempos de principio de fraguado en el hormigón. Es recomendable en estos casos y para grandes volúmenes de HAR (de alta gama ∃HA70) la fabricación mediante planta en obra.

**Hormigones ligeros:** Son hormigones de baja densidad, menor de 2.000 kg/m$^3$: Se utilizan con gran frecuencia en aplicaciones de restauración de forjados, rellenos de huecos en estructuras. Menos utilizado como hormigón ligero estructural. No requiere mas que un control sencillo de la densidad deseada, el resto del proceso es automático. Cuidado con los hormigones muy ligeros (1.800 kg/m$^3$) y con los hormigones ligeros bombeados.

**Hormigones pesados:** Son hormigones de alta densidad, mayor de 2.800 kg/m$^3$: Son utilizados en muy pocas ocasiones, la aplicación mas extendida son los confinamientos de salas de cobalto en los hospitales. No requiere procesos específicos, sólo basta con fabricar el hormigón con baja a/c, con árido pesado (barita, plomo, otros similares) y con un alto contenido de cemento y algo de adición para conseguir la mayor compacidad en el producto.

**Hormigones con fibras:** Son hormigones de baja retracción y/o de alta tenacidad. Se utilizan adiciones de fibras de polipropileno (y otras) al objeto de mejorar la resistencia del hormigón ante la fisuración por retracción plástica, como mejora de impermeabilidad y acabado de superficies, mejora ante efectos de hielo-deshielo, etc. Igualmente las fibras metálicas infieren al hormigón una gran resistencia a la fisuración, alta ductilidad ante deformaciones coartadas y un comportamiento estructural mas eficaz anta solicitaciones de tracción y flexión. Su fabricación requiere de un cálculo de dosificación para conseguir las prestaciones solicitadas y un cuidado en el proceso de fabricación que no altere la a/c y conocimiento durante la puesta en obra para evitar añadidos de agua innecesarios ya que la reología del hormigón es distinta de la vulgarmente conocida e incita a dichos añadidos.

**Hormigones líquidos para pilotajes:** Son hormigones para cimentaciones especiales, asiento > 18 cm.. Generalmente utilizados en hormigonados de pilotes y muros pantallas. Su peculiaridad estriba en la obtención de hormigones con escurrimientos altos pero con una matriz bien cohesionada que impida la rotura de la masa durante su puesta en obra, un empuje cohesivo de la masa contra el relleno de bentonita o similares y una adaptación del hormigón al terreno que evite cavernas y oquedades. Su fabricación es absolutamente estándar y sólo se requiere conocimiento responsable de los aditivos reductores de agua de alto rango, dominio de los tiempos de mantenimiento de conos y de la utilización de posteriores dosis de reductor de agua, en su caso, en el tajo.

**Hormigones autocompactables:** Son hormigones de fácil colocación y excelentes acabados. En la actualidad son muy conocidos en los ámbitos académicos pero poco en la Construcción. Requieren un estudio detallado de las prestaciones alcanzables dependiendo de las materias primas con las que se cuenta. Son hormigones con altos contenidos de cemento y en su caso adiciones, deben poseer una alta cohesividad para asegurar la matriz compacta, baja relación a/c y seguro conocimiento de su comportamiento una vez fabricado. Cuidado con el transporte y con la puesta en obra, comúnmente se requiere adición de aditivo en obra para asegurar un escurrimiento que aporte la cualidad de autonivelante. Son hormigones con un gran futuro en el ámbito de la construcción siempre que sus prestaciones se evalúen considerando el proceso constructivo (ejecución de la estructura) en su conjunto.

**Hormigones proyectados o gunitas:** Son hormigones colocados por proyección, en vía húmeda y/ó seca. Hormigones y morteros fabricados con gran frecuencia especialmente en aplicaciones de ejecución de muros, taludes y túneles. Adquieren gran eficacia aquellos con aportación de fibras metálicas, adiciones y aditivos acelerantes que mejoran sustancialmente el comportamiento y la puesta en obra del mismo (disminución del rebote y descuelgue).

**Hormigones criogénicos:** Son hormigones para uso en instalaciones de gases licuados. Raramente utilizados debido a lo estricto de su aplicación. Requiere un proceso de fabricación estricto en el control de sus materiales componentes, necesidad de amasadora fija en la central de hormigonado y un control del transporte para que no aporte aire atrapado. Son hormigones que deben satisfacer duros controles de porosidad y testeos de un ciclo a muy baja temperatura (inferior a –196ºC) y otros a diferentes bajas temperaturas.

**Hormigones impresos:** Son hormigones para uso soleras decorativas. Basados en hormigones absolutamente estándares requieren exclusivamente dominar su velocidad de fraguado impidiendo retrasos que perjudiquen los rendimientos de los operarios que van moldeando el firme.

**Hormigones refractarios:** Son hormigones resistentes al fuego. Requieren la utilización de cementos muy concretos y áridos de buen comportamiento ante altas temperaturas, el resto de su fabricación no requiere de medidas complementarias de reseñar.

**Hormigones porosos:** Son hormigones que permiten drenar agua a su través. Utilizados con cierta frecuencia para pistas polideportivas, Parkings y en muy raras excepciones como pavimento de rodadura. Son hormigones con bajos contenidos en árido fino que requieren una importante energía de amasado y sobretodo una puesta en obra cuidada y un control estricto de la adición de agua. Cuidado con la puesta en obra y sobretodo con la compactación.

**Hormigones blancos y de color:** Son hormigones para uso estético y arquitectónicos. Muy utilizados en la Construcción. Su complejidad radica en la utilización de cementos blancos y colorantes, en su caso, y áridos mas o menos de color blanco o tonos claros. También es necesario disponer de zonas de fabricación exclusivamente para este tipo de hormigón o pro-


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ceder a limpiar con esmero aquellas instalaciones que vayan a fabricar estos hormigones simultaneándolos con los hormigones grises. Su principal problema estriba en que un cambio de coloración de las materias primas utilizadas da lugar a tonalidades diversas a lo largo de una construcción dilatada en el tiempo.

## LOS HORMIGONES ESPECIALES COMO PRODUCTO INDUSTRIAL

A medida que los proyectistas han ido plasmando en sus diseños el uso de hormigones especiales, no convencionales, la industria del hormigón preparado ha adaptado sus instalaciones y controles de calidad para su correcta fabricación y puesta en obra. De tal manera que hoy en día es muy frecuente que la mayoría de las instalaciones estén capacitadas para fabricar, con garantías, un buen número de ellos, sin controles adicionales.

En la actualidad es frecuente encontrarse plantas de hormigón preparado donde se suministra regularmente hormigón ligero, hormigones con fibras, hormigones autocompactables, hormigones blancos, etc. Ello nos indica que estos productos son ya una realidad y podemos hablar de productos de uso común.

Las instalaciones modernas de producción de hormigón incorporan sistemas de pesaje precisos, con ajustes automáticos de dosificación, y alarmas para corregir cualquier variación sobre la dosificación teórica. Asimismo en algún caso se dispone de dosificadores volumétricos para áridos ligeros, medidores de consistencia en las amasadoras, sondas automáticas para control de la humedad de los áridos, etc.

A nivel de control de producción también se ha evolucionado a efectos de poder medir las características y tabular las propiedades más importantes de estos hormigones, aunque, es cierto que en la mayor parte de ellos los controles no difieren mucho respecto a los hormigones convencionales. Ejemplo de ello son la incorporación de colorímetros para medir la constancia del color de un hormigón blanco, sistemas y métodos para medir la retracción de un hormigón, métodos para determinar la capacidad de fluir de un hormigón a través de las armaduras, reómetros, hornos mufla, etc.

Para la consecución de estas características complementarias del hormigón base ( cemento, agua y áridos) ha sido fundamental la aportación tecnológica de la industria química. Los aditivos y las adiciones al hormigón han constituido el soporte básico para el futuro desarrollo de nuevas prestaciones en el hormigón e irremediablemente la historia del desarrollo de estos nuevos hormigones ha corrido por la misma calle que antes lo hiciera la química aplicada a ello. Las ya antiguas instalaciones de aditivos en las centrales de fabricación de hormigón han sido sustituidas por precisos elementos de medida en polvo o en líquido de estos aditivos, perfectamente conexionados con autómatas a los procesos automáticos de las plantas. Los sistemas de determinación volumétrica y/o de pesaje de áridos ligeros son ya rémoras de un sistema automático de determinación de densidad del hormigón ligero listo para fabricar la densidad requerida en cada momento. La reciente aparición de los aditivos reductores de agua de alta eficacia unidos a los cohesionantes permiten ya los populares hormigones autocompatables que no requieren mucho mas esfuerzo que el propio de utilización de una misma instalación y el cuidado en su fabricación y su transporte. Finalmente también los recursos humanos del sector ha evolucionado y ahora es normal encontrarse con técnicos y especialistas en el hormigón trabajando en empresas certificadas con procedimientos contrastados y auditados que aseguran una fabricación estándar y unos procesos medidos y evaluados. Esta evolución empresarial también ha aportado su grano de arena hacia la consecución de nuevos hormigones con mejores/mayores prestaciones.

Todo ello, si bien no hay en la mayoría de los casos una normativa específica, si permite afirmar que actualmente en España hay medios para fabricación y puesta en obra de hormigones con características especiales con garantías. Y, por tanto, son ya productos industriales de uso común.

A decir verdad, ahora en el 2.003, se requiere que ante esta oferta de hormigones mas tecnificados sea el sector de la demanda quien active sus conocimientos y promueva la utilización de estos productos mas y mejor adaptados a las exigencias de un proceso constructivo. ¿Por qué no crece más el consumo del hormigón autocompactable si el balance económico del proceso es mas barato? ¿Cuál es la causa de que los rellenos de zanjas no se realicen con hormigones y/o morteros espumados que mejoran la durabilidad y calidad de la zanja rellena? ¿Y por qué no se localizan las instalaciones de dichas zanjas con tongadas coloreadas que identifican la naturaleza de la conducción a destapar y que se encuentra cercana? ¿por qué no se utiliza, en automático, las fibras en soleras, cuya patología típica es la fisuración por retracción?

## EXPERIENCIAS EN EL SECTOR DEL HORMIGÓN PREPARADO

Como venimos insistiendo, los hormigones con prestaciones complementarias son ya una realidad casi diaria en nuestras producciones y continuamos intentando conocer y establecer nuevas prestaciones que permitan "estirar" los usos y aplicaciones del hormigón. Nos gustaría que esta presencia de hormigones mas desarrollados fueran una parte importante de nuestras carteras de pedido pero desgraciadamente no es así y todavía hoy suponen una parte, a nuestro entender, pequeña. Sin embargo existe y crece de manera modesta, pero crece. A continuación mostramos unos casos a título de ejemplos gráficos que permiten observar el comportamiento de estos productos:

### HAR (Hormigones de alta resistencia)

Centro Social el Molar, H-1000

Tramo IV AVE Córdoba Málaga H700

Mástiles Puente Archena H-700

Ronda Oeste de Córdoba HP60

Capiteles en ampliación recinto ferial de Valencia, H-700

Soportes edificio Natura Playa, H-800



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

**Hormigones ligeros**

Parque oceanográfico de Valencia, Torre Picasso-Madrid, Torres Puerta de Europa de Madrid,, Puente sobre el Río Nalon-Asturias, Pabellón España-EXPO 92-Sevilla, Infraestructuras diversas en metro de Bilbao, etc. Ciudad de la Imagen ( Hormigón ligero estructural en soleras aligeradas), Centro TEDECON (Móstoles), Casón del Buen Retiro (forjados aligerados), Supermercados Champions Sevilla

**Hormigones pesados**

Hospital General de Alicante, sala de radioterapia, .. instalaciones sanitarias varias, centrales nucleares, ...

**Hormigones con fibras**

Soleras industriales varias, Túneles varios, etc. Mercamadrid (polipropileno), TorreRioja Naves Industriales (Polipropileno), Nave Bermont de Coslada (Metálicas), Nave MC, Laboratorios MSD de Alcalá de Henares. Paseo Marítimo de Cádiz (polipropileno). Acerinox en Algeciras (metálicas).

**Hormigones líquidos para pilotajes**

Cimentaciones con pilotes hormigonados in situ y muros pantalla, ... Depuradora La Gavia, CRC, Metro Mar de Cristal en Madrid, Metro de Sevilla, Muelle multipropósito de Huelva.

**Hormigones autocompaetables**

Vigas cubierta palacio de las artes de Valencia, Restauración Casón del Gran Retiro de Madrid, Edificación autoportante en Madrid, etc.

**Hormigones proyectados o gunitas**

Túneles autovía las Hoces, Rehabilitación túnel de Campello, Túnel Alcoy, Túneles Ave, .... Taludes en Guadarrama, Taludes en la Radial 3 de Madrid, Túnel Guadarrama en bóvedas. Pasos subterráneos en la Autopista Málaga –Estepona.

**Hormigones refractarios:** Son hormigones que poseen buena protección frente al fuego, calefacciones, etc.

**Hormigones porosos**

Pistas deportivas varias. Pavimentación en general. autopista del mediterráneo (tramo Xeresa-Ondara, M-50 de Madrid., etc. Polideportivos en Málaga, Cádiz, Sevilla y Parkings en Sevilla

**Hormigones blancos y de color**

Hemisferic - Valencia, Palacio de las artes - Valencia, Pabellón Cruzcampo de Expo 92 en Sevilla (Rojo), Auditorio de Castellón, Palau de la Música de Valencia, Auditorio de León (blanco)... etc. E.M.Aguas Huelva (azul), Teatro Las Cortes de San Fernando de Cádiz (albero). Paseo marítimo de Cádiz (blanco)

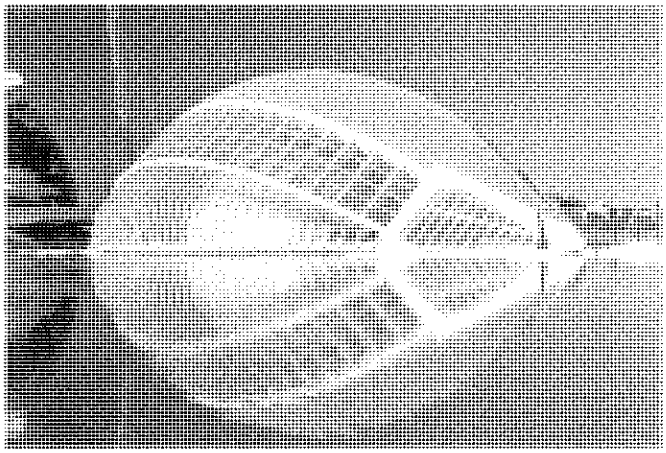
**Perspectivas de futuro**

No es de prever que la industria química aplicada a la construcción cese o mengüe en su labor investigadora hacia mayores prestaciones de los cementos, morteros y hormigones, así como tampoco es previsible que los foros académicos y universitarios aplicados a la industria disminuyan su interés, intrínseco con su personalidad, finalmente tampoco sería lógico que el sector de los fabricantes de estos productos de construcción no continuara su labor de solicitar mas prestaciones a sus fabricados. Por todo ello creemos que la labor de desarrollo de estos "nuevos" productos no va a detenerse. Pero si este es el horizonte del sector Oferta, la Demanda no debe hacer menos y es por ello que los prescriptores deben conocer y reconocer estos hormigones solicitando su puesta en ejecución. Deben reciclarse y formarse en las nuevas tecnologías, conocer las instalaciones de fabricación de hormigón, sus procesos, sus garantías y a partir de dichos conocimientos solicitar hormigones cada vez mas precisos, más tecnificados y por ende mas eficaces.

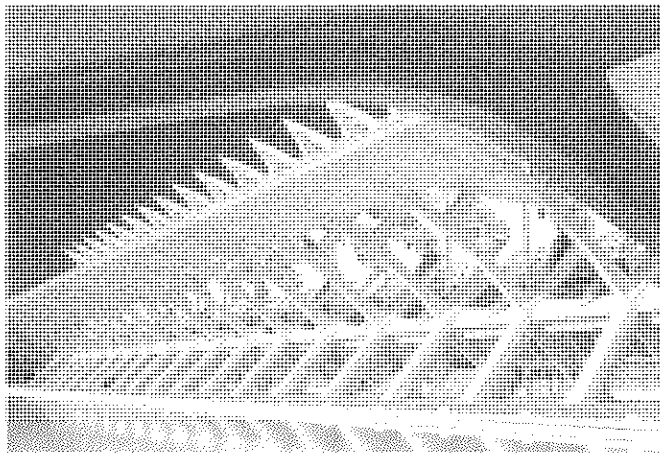
No cabe duda que a medida que el uso de productos con mayores prestaciones se haga más común, éstos dejarán de ser "especiales" y pasarán a tabularse, normalizarse y, en cierta manera, convertirse en hormigones convencionales.


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

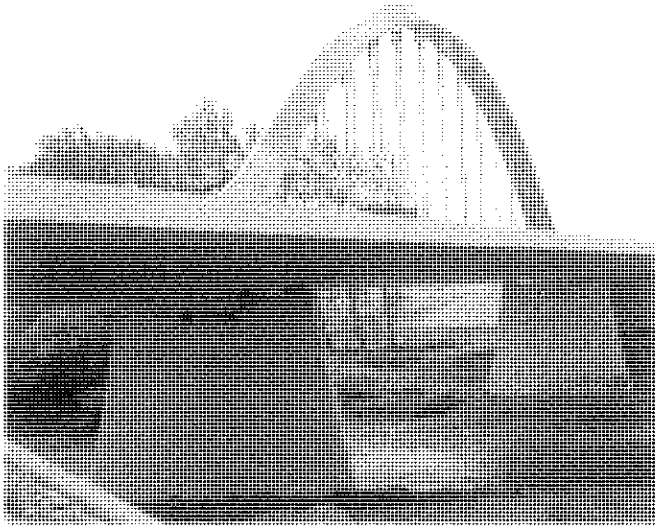
# ANEXO FOTOGRÁFICO



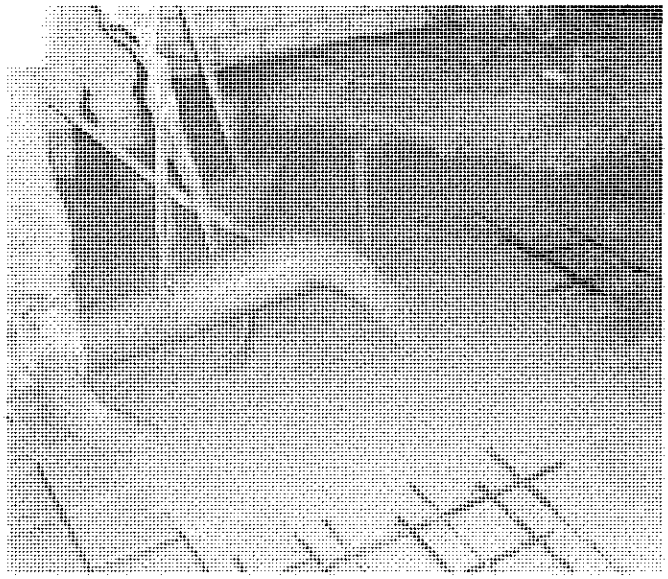
Fogorafía 1. Hormigón blanco



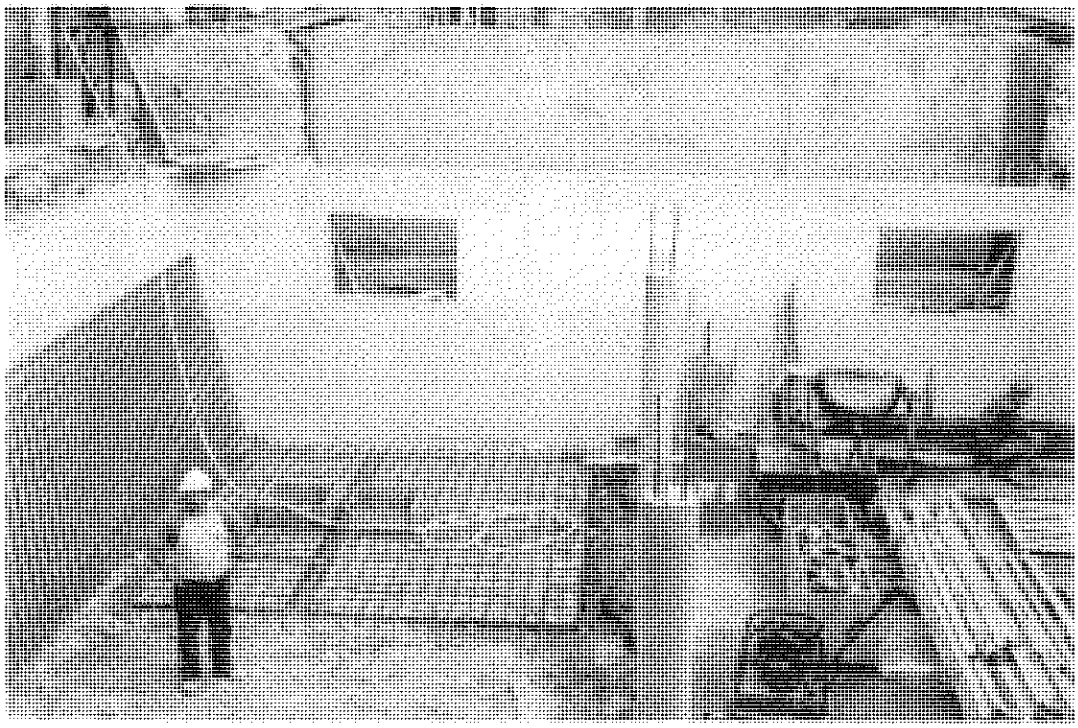
Fogorafía 2. Hormigón blanco



Fogorafía 3. Hormigón blanco



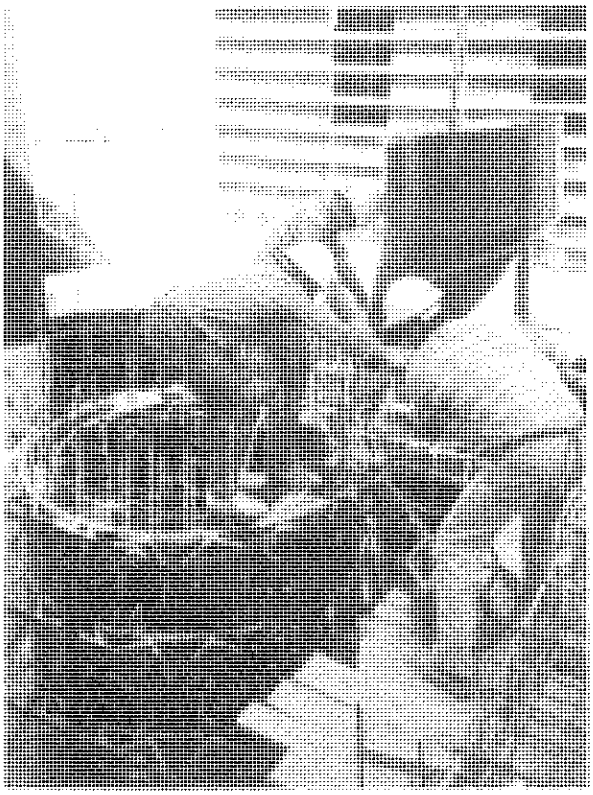
Fogorafía 4. Hormigón ligero estructural.

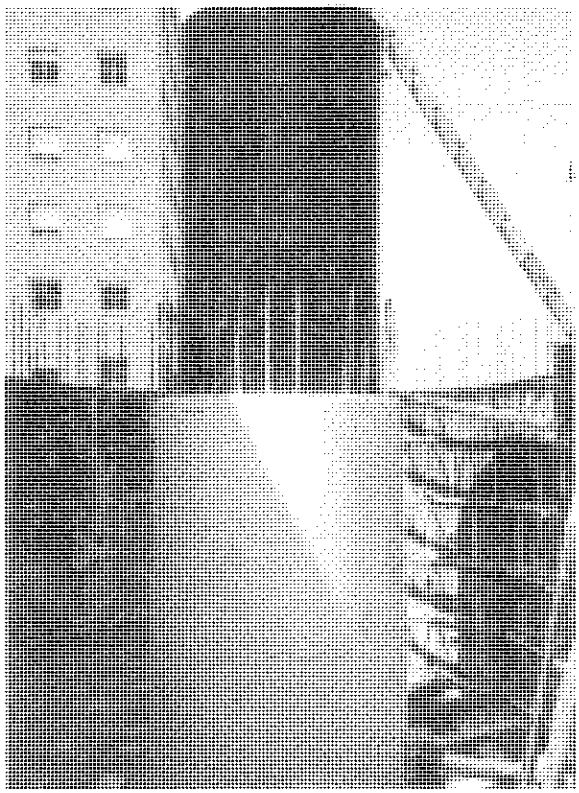


Fogorafía 5. Hormigón coloreado albero.

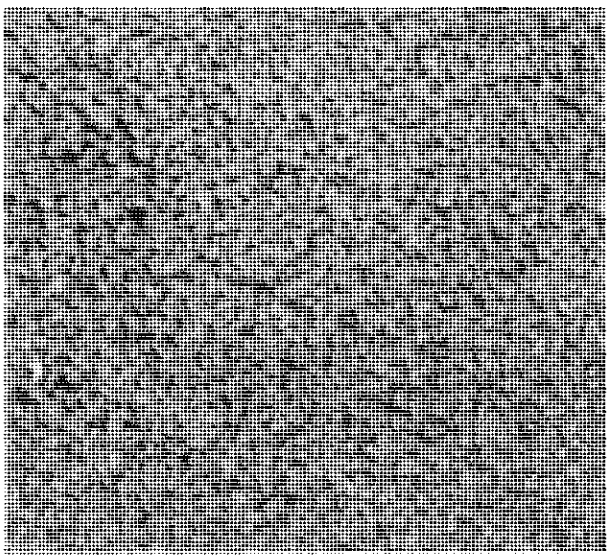


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

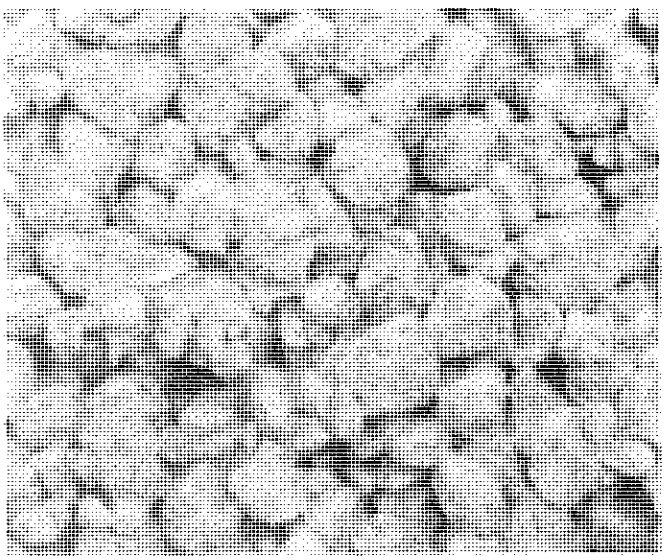




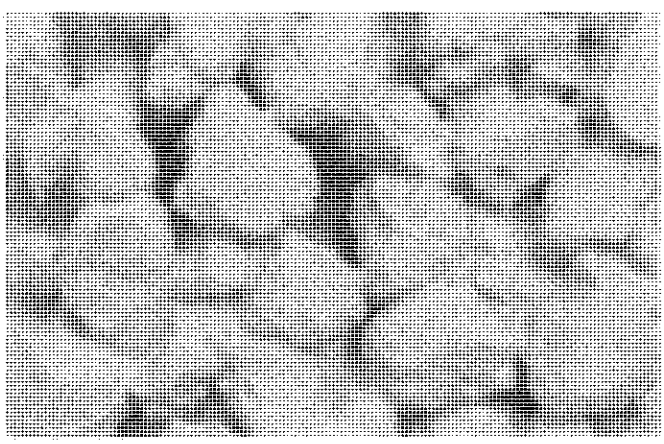
Fogorafías 6 y 7. Hormigón coloreado azul.



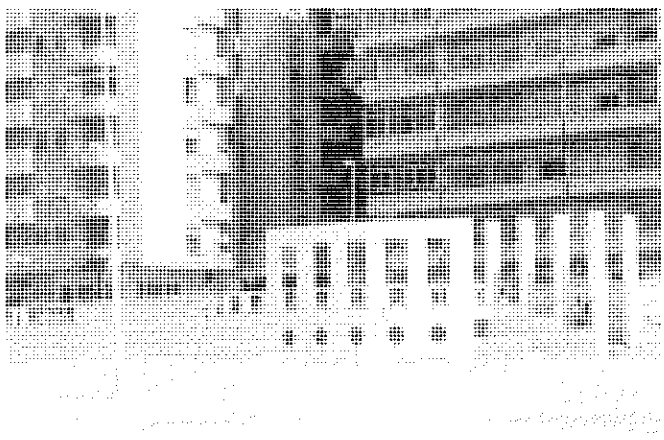
Fogorafía 8. Hormigón poroso pavimento.



Fogorafía 9. Hormigón poroso pavimento.



Fogorafía 10. Hormigón poroso coloreado.



Fogorafía 11. Hormigón blanco.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Los hormigones de alta resistencia y la prefabricación

## *High streght concrete and precasting*

**Fernando Hue García**
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

DRACE - Grupo Dragados, S.A.

**RESUMEN**

Los Hormigones de Alta Resistencia (HAR) tienen también mejoradas otras cualidades del hormigón además de la resistencia, como impermeabilidad o durabilidad, que permiten sobre el hormigón convencional de resistencia normal (HRN) reducir recubrimientos y secciones, y por ello peso, lo que es muy importante en elementos prefabricados para facilitar su transporte a la obra y su montaje allí. Además se puede reducir considerablemente el tiempo entre hormigonado y desencofrado, incluyendo pretensado en su caso, lo que aumenta la producción por molde y disminuye el coste de amortización de las instalaciones. La mejor ejecución en todas las fases de producción: pocos tipos de dosificaciones, corto recorrido del hormigón desde la planta al molde, muy buena compactación por un vibrado más intenso, curado más fácil, tolerancias más estrictas y mejor control, facilitan su obtención en factorías fijas de prefabricación.

*SUMMARY*

*High Strength Concrete (HSC) have also improved other concrete characteristics besides its strength, as impermeability or durability, that permits to reduce concrete cover and section dimensions with respect to normal strength concrete (NSC) ones, and therefore to reduce weight. That is very important for precast elements to facilitate its transportation to site and installation there. Furthermore, it is possible to decrease a lot the period between concreting and demoulding, including prestressing where appropriate, increasing the production of each mould and decreasing the installations paying-off. A better execution in every production step: reduced number of mixes, short distance of concrete transportation from mixer to mould, very good compaction by stronger vibration, easier curing, stricter tolerances and better control, facilitates to obtain HSC in permanent precast factories.*

## 1. INTRODUCCIÓN

El Hormigón de Alta Resistencia (HAR) es en realidad una mejora de un hormigón convencional mediante una dosificación y realización especial más cuidada. Además puede llevar algún componente que no se utiliza en hormigones convencionales como el humo de sílice o microsílice o aditivos más sofisticados. Con ello se consigue aumentar la resistencia a compresión pero también mejorar alguna o varias de las demás cualidades o prestaciones del hormigón como la resistencia a tracción, el módulo de elasticidad, la compacidad, la impermeabilidad, la durabilidad o la resistencia a determinados ambientes agresivos como heladas, agua de mar, aguas residuales agresivas, sales, abrasión, etc. Por ello también se le suele denominar al HAR como Hormigón de Altas Prestaciones (HAP).

No hay por lo tanto una frontera definida entre el hormigón convencional y el HAR y tampoco puede decirse que el HAR sea propiamente un material distinto sino una extrapolación de un material que tiene ya muchos años de utilización y que



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ya era utilizado por los romanos utilizando puzolanas como material cementante. La definición más habitual del HAR se basa en la resistencia a compresión, pero hay diferencias de criterio para establecer la frontera, siendo normal utilizar, como hace la Instrucción Española EHE, 50 MPa sobre probeta cilíndrica de Ø15x30 cm, o también 60 MPa sobre probeta cúbica de 10 ó 15 cm de lado.

En general las propiedades del hormigón mejoran con su compacidad. Los hormigones más compactos tienen mayor resistencia, módulo de elasticidad, impermeabilidad al agua y resistencia a la penetración de iones. Por el contrario la resistencia al hielo-deshielo requiere la existencia de un determinado porcentaje de burbujas de aire, con un tamaño y una distribución adecuada, lo que a su vez disminuye la compacidad y las propiedades a ella ligadas y es preciso llegar a un compromiso entre burbujas de aire y resistencia.

La compacidad se aumenta normalmente disminuyendo en la dosificación la cantidad de agua de amasado, cuyo sobrante de la reacción con los conglomerantes deja al evaporarse las burbujas de aire en el hormigón. Pero esta disminución de la cantidad de agua de amasado o relación agua-conglomerante también disminuye la trabajabilidad del hormigón fresco y la facilidad de puesta en obra, requiriendo medios más potentes de compactación para evitar la formación de coqueras.

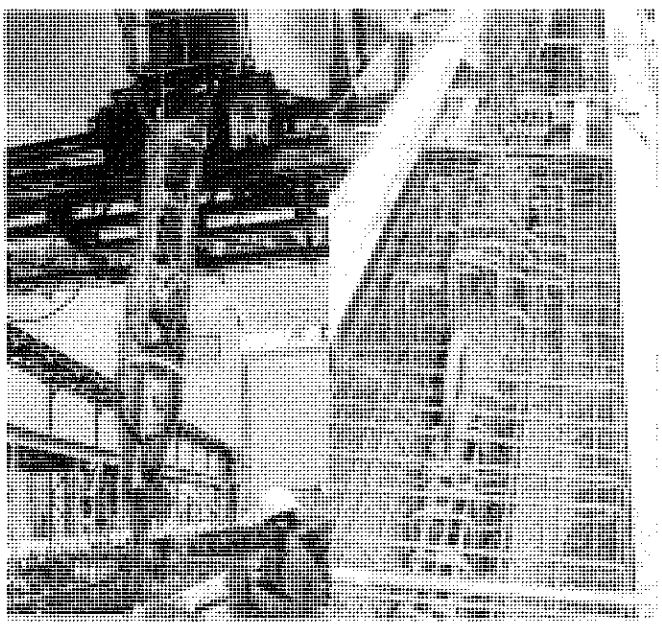
El avance de los aditivos reductores del agua de amasado, plastificantes y de forma especial los superfluidificantes, han permitido ir reduciendo en los últimos años la relación agua-conglomerante manteniendo la trabajabilidad y aumentando la resistencia del hormigón. También se ha podido mejorar la compacidad del hormigón al introducir en su dosificación la microsílice, subproducto de la fabricación de aleaciones de ferrosilicio, que tiene una elevada finura y además propiedades puzolánicas, rellenando los poros y aglomerando los materiales. Con ello se aumenta la resistencia y la durabilidad del hormigón pero también empeora la trabajabilidad, convirtiendo al hormigón fresco en un material pegajoso que precisa el uso de superfluidificantes.

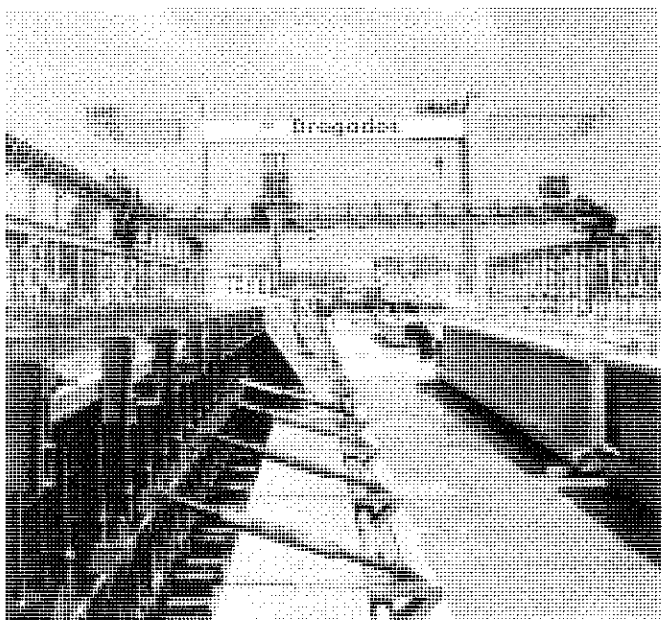
También para mejorar la resistencia del hormigón a compresión se han empleado otras adiciones de materiales muy finos como puzolanas, cenizas volantes o polvo de caliza y para mejorar la resistencia a la tracción, a la fisuración o a la abrasión se emplean fibras metálicas o de polímeros. Estos hormigones también pueden entrar en la denominación de Hormigones de Alta Resistencia o de Altas Prestaciones.

Recientemente se está extendiendo en Europa desde los países nórdicos y empezando en España, un nuevo tipo de hormigón, el Hormigón Auto-Compactable (HAC) o Self Compacting Concrete (SCC) en su denominación en inglés, que tampoco es un nuevo material sino un hormigón con una dosificación especial, generalmente con microsílice, y con el uso de superfluidificantes de nueva generación, con los que se obtiene un hormigón con reducida relación agua/cemento, suficientemente fluido para rellenar moldes complicados y atravesar densas armaduras sin necesidad alguna de vibrado. Esto reduce la mano de obra de colocación y especialmente el ruido ambiental, mejorando el entorno de trabajo y permitiendo el hormigonado en zonas urbanas sin perturbar al vecindario, lo que evita las prohibiciones o restricción de horarios de trabajo que tienen las ciudades y también ciertos espacios naturales por motivos ecológicos. Esta autocompactación y la dosificación empleada conducen generalmente a la obtención de un HAR.

## 2. UN POCO DE HISTORIA DEL HAR

El hormigón es un material muy antiguo. En el Oriente Medio se usaban asfaltos o betunes naturales como material conglomerante de lo que deriva la denominación en francés,





Figuras 1 y 2: Fabricación y acopio de vigas de HAR para el Puente del Guadalete.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

alemán o portugués (beton, betão), pero su resistencia a compresión era muy baja y se usaba en elementos de bajas tensiones como muros o cimentaciones, siendo la piedra el material más resistente a compresión utilizado en la construcción.

Desde los tiempos de la antigua Roma se reemplazó como conglomerante el asfalto por la cal y las puzolanas naturales y posteriormente por el cemento portland después de su descubrimiento a principios del siglo XIX. Este cambio en el material cementante no produjo un aumento significativo de la resistencia mecánica del hormigón, aunque sí de la durabilidad y de la resistencia a la disolución por el agua, lo que mejoraba su uso en cimentaciones en el cauce de los ríos.

Es en las últimas décadas del siglo pasado cuando comienza a considerarse en serio que el hormigón pueda ser un material de construcción que sustituya a la piedra en la formación de arcos y con el descubrimiento del hormigón armado en la realización de vigas. Así, con la difusión del hormigón armado, se necesitaba que este material tuviera una mayor resistencia para poder competir con las estructuras de acero.

Esta necesidad de mayor resistencia se incrementó con la aparición del hormigón pretensado, pues su eficacia es mayor con secciones inicialmente más comprimidas. La prefabricación de elementos de hormigón en instalaciones fijas ha proporcionado un mayor control de materiales, dosificación, fabricación, puesta en obra y curado del mismo, que ha ayudado a poder aumentar su resistencia. Además, el hormigón pretensado valora otras propiedades como retracción y fluencia que pasan a tener mayor importancia.

La primera investigación para aumentar la resistencia se orientó hacia los materiales primarios, áridos y cemento. Se estudió la mejor forma de los áridos para su unión por el cemento y se buscó la máxima compacidad combinando adecuadamente la granulometría de tres o cuatro tamaños de áridos para obtener la mejor dosificación. Se comprobó que la mayor finura de molido del cemento aumentaba la resistencia del cemento aunque tenía la desventaja de aumentar la temperatura del hormigón al fraguar.

También se comprobó que el aumento de la cantidad de cemento no producía el aumento de resistencia deseado, ya que la cantidad de agua utilizada en exceso en el amasado, necesaria para obtener la trabajabilidad adecuada, y no empleada en combinarse con el cemento, dejaba al evaporarse huecos o burbujas de aire que disminuían la resistencia. El aumento de resistencia se podía obtener reduciendo el agua de amasado y mejorando el sistema de compactación. Un sistema empleado fue la compresión del hormigón fresco con altas presiones, que se utilizó en Inglaterra en los años 30 para losas de pavimentos, llegando a unos 100 MPa, pero que limitaba su uso a elementos de pequeñas dimensiones.

Una variante de este procedimiento, que se sigue utilizando hoy día para la fabricación de tubos y pilotes o postes huecos, es la centrifugación combinada con vibración o presión radial, con lo que pueden utilizarse hormigones muy secos y se elimina parte del exceso de agua. También la compresión se puede combinar con la vibración y la temperatura, como utilizó Eugenio Freyssinet en 1935 para fabricar postes y otras piezas prefabricadas de hormigón pretensado, llegando a sobrepasar los 100 MPa.

La vibración es el sistema de compactación que a partir de los años 60 más a contribuido a aumentar la resistencia del hormigón en general. Hoy día se fabrican vibradores en una variada gama de formas, dimensiones, potencias y frecuencias para su uso en todo tipo de elementos de hormigón. Otro sistema empleado para la eliminación del exceso de agua es el vacío, que es eficiente en piezas delgadas.

Otra forma de aumentar la resistencia del hormigón a compresión aunque ya no es propiamente del hormigón, es el zunchado con armadura helicoidal en pilares circulares, aunque tiene el inconveniente de la tendencia a estallar del hormigón de recubrimiento fuera del zunchado, lo que produce problemas estéticos y de durabilidad. De todas formas este método se emplea en las zonas de aplicación de grandes cargas, como la zona próxima a los anclajes de tendones de pretensado. También el uso de fibras metálicas mezcladas con el hormigón produce un efecto parecido de zunchado con aumento de resistencia, habiéndose obtenido 130 MPa ya en 1910.

Pero la obtención de alta resistencia en el hormigón se produjo en los años 70 y principios de los 80 con la aparición en el mercado de los plastificantes y superfluidificantes, que permitieron la reducción del agua de amasado manteniendo la trabajabilidad necesaria para la correcta puesta en obra. Primero aparecieron los ligno-sulfonatos extraídos de los desechos de la industria papelera y después los naftalenos y las melaminas. Por último, ha contribuido en la obtención moderna del HAR el uso del humo de sílice o microsílice. Este material es un polvo muy fino, más que el cemento, que se obtuvo como desecho cuando la necesidad de mejorar el medio ambiente impuso el uso de separadores de polvo en la fabricación de aleaciones de ferrosilicio. El humo de sílice se utilizó primeramente por su finura para rellenar los huecos entre las partículas de cemento, pero después se comprobó que tenía propiedades puzolánicas al combinarse con la cal libre del hormigón.

## 3. CUALIDADES Y VENTAJAS DEL HAR EN LA PREFABRICACIÓN

En esta ponencia se va a tratar únicamente la prefabricación en factoría fija, en general para suministrar elementos prefabricados a diferentes obras aunque también puede aplicarse a obras donde el número de piezas iguales o muy semejantes y las condiciones de transporte por distancia y/o peso, aconsejan la instalación en la misma obra o cerca de ella, de una pequeña fábrica, con o sin producción propia de hormigón, pero con medios de producción industrial. No se tratará de fabricación de la misma obra de elementos prefabricados muy repetidos, normalmente armados, y con instalaciones sencillas.

La principal causa de encarecimiento del uso de elementos prefabricados en muchas construcciones es el peso de estos elementos, que limita la disponibilidad de medios de transporte y elevación para montaje, pues requiere el uso de plataformas con número creciente de ejes portantes y de grúas de elevado tonelaje, necesitando accesos más anchos y en mejores condiciones. Todo ello aumenta el coste de la solución pre-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

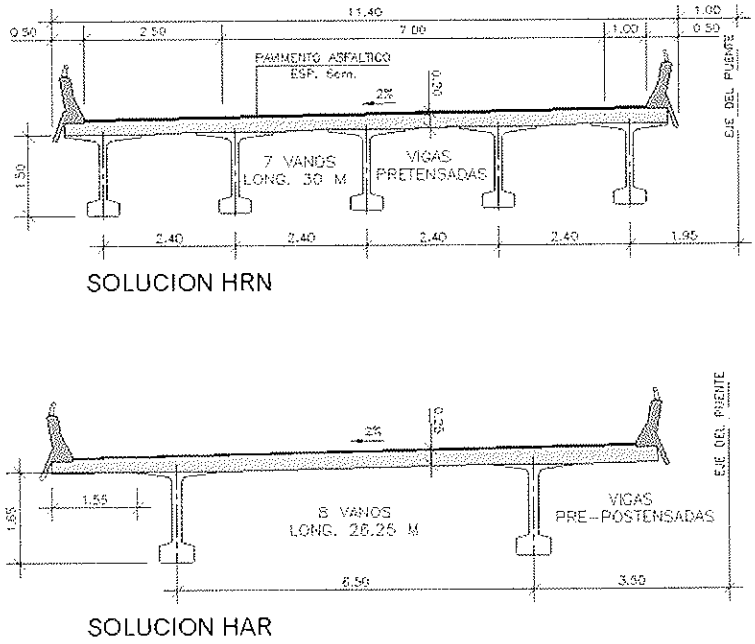



Figura 3: Comparación entre tableros con vigas de HRN y de HAR. P. del Guadalete.

fabricada frente a la obra "in situ". El uso de Hormigones de Alta Resistencia permite reducir las secciones de los elementos y por lo tanto su peso, tanto en las zonas solicitadas principalmente a flexión como en las solicitadas por esfuerzos cortantes.

Sobre este tema de los esfuerzos cortantes es conveniente destacar la labor desarrollada por los prefabricadores españoles que suministran vigas de puentes y que pertenecen a la Asociación Nacional de Derivados del Cemento (ANDECE), para investigar sobre la capacidad resistente a compresión de las bielas producidas en las almas de las vigas, por los esfuerzos cortantes que las solicitan, y trasponer estos resultados a la normativa, primero a la Instrucción española de hormigón EHE y después al Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1), actualmente listo para su aprobación por los estados miembros del CEN en el proceso de Voto Formal.

En efecto, ensayos realizados por diferentes investigadores llevaban a la conclusión de reducir en proporción importante, en muchos casos casi a la mitad, la capacidad resistente última a compresión de las bielas producidas en las almas de las vigas por los esfuerzos cortantes. Esto llevaba al aumento entre el 50% y el 100% de los espesores de las almas de las vigas prefabricadas pretensadas utilizadas en puentes, calculadas de acuerdo con la anterior Instrucción de hormigón pretensado EP-93 y otros métodos de cálculo anteriores, sin que se hubiera detectado ningún problema en la enorme cantidad de estas vigas, colocadas y en servicio durante muchos años por toda la geografía española, y que habían resistido sin problemas las correspondientes pruebas de carga.

El aumento de espesores de alma, necesario al no poderse compensar con incremento de armadura transversal, conducía a la drástica pérdida de competitividad de este tipo de soluciones prefabricadas por el enorme incremento de peso, aparte de los importantes costes de modificación de las bancadas de encofrado utilizadas anteriormente.

Analizados los ensayos que servían de soporte a las nuevas formulaciones se vio que no representaban bien a las vigas de nuestros puentes. Por un lado y debido a la dificultad de ensayo de vigas de gran canto, las vigas ensayadas eran de cantos muy reducidos. Por otro lado eran ensayos dirigidos a formular la cantidad de armadura transversal requerida, intentando que ésta fuera la menor posible. En las vigas prefabricadas de puentes interesa reducir lo más posible el espesor del alma para reducir a su vez el peso, aunque para ello se tenga que colocar mayor cuantía de armadura transversal.

En vista de la pérdida de competitividad si se llevaba este tipo de formulación a la EHE, entonces en preparación, se decidió realizar ensayos en vigas de puentes, tanto pretensadas como armadas, para verificar la capacidad resistente última a compresión de las bielas de cortante. Estos ensayos se realizaron, financiados por ANDECE, en los laboratorios de INTEMAC en Madrid y en los de la Escuela de Caminos de la Universidad Politécnica de Cataluña en Barcelona. La dificultad de estos ensayos se produce por la elevada fuerza a aplicar necesaria, hasta 300 t, ya que las vigas se deben armar con elevada cuantía de armadura transversal, más que suficiente para asegurar que la rotura se produzca obligatoriamente por compresión de las bielas del alma y no por rotura de la armadura transversal. Como curiosidad esta rotura es muy espectacular, al ser frágil y producirse el estallido del alma en su unión con la cabeza superior.

Los resultados muy favorables de estos ensayos, que no solamente verificaban los diseños anteriores realizados durante años, sino que demostraban que eran conservadores en este aspecto de capacidad resistente de las bielas a compresión, sirvieron para que la formulación de la EHE no condujera por


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

esta razón a aumentos significativos en los espesores habituales de las almas de las vigas de puentes.

Evidentemente lo dicho para vigas de puentes es aplicable a todo tipo de vigas, aunque el aumento de espesor del alma no hiciese perder tanta competitividad en otro tipo de aplicaciones. Este cambio de formulación también ha tenido que lograrse en el ámbito europeo como se explicará más adelante.

Un punto importante para que la prefabricación industrial sea competitiva, es la mínima permanencia de la pieza dentro del encofrado, para aumentar en lo posible la producción por molde y disminuir el coste de amortización de las instalaciones. Además, en piezas pretensadas, este tiempo entre hormigonado y desencofrado tiene que incluir necesariamente la aplicación del pretensado mediante el corte o destensado de los cables o alambres. Por ello hay que conseguir resistencias elevadas del hormigón, normalmente unos 35 ó 40 MPa, en plazos muy cortos, de unas 18 h o incluso 12 h si se desea obtener un ciclo diario. Esto se consigue con cementos de altas resistencias iniciales, altas dosificaciones, baja relación agua/cemento y curado acelerado con aportación de calor, normalmente con vapor. Como resultado adicional se obtiene un hormigón que a los 28 días supera con facilidad la frontera convencional de los 50 MPa y es un HAR, sin que muchas veces sea necesaria esta resistencia posteriormente para las condiciones de servicio o las restantes fases de construcción del elemento prefabricado.

Existen elementos prefabricados de hormigón, como las traviesas postensadas tipo Diwidag, en las que se utiliza un hormigón muy seco, con muy baja relación agua/cemento, y una vibración muy enérgica, que permite el desmoldeo inmediato de la pieza, colocándola sobre una bandeja para poder colocarla en la carpa de curado al vapor y que no se deforme. Evidentemente, en el desmoldeo el hormigón está fresco y sin fraguar, pero también se requiere una elevada resistencia en edades muy tempranas, para poder postensar la traviesa una vez terminado el curado al vapor. Así no se necesita un almacenamiento intermedio con el correspondiente incremento de coste.

Los HAR tienen también mejoradas otras cualidades del hormigón además de la resistencia, como impermeabilidad o durabilidad, que indirectamente permiten reducir secciones con respecto al hormigón convencional, y por lo tanto peso, al poder disminuir los recubrimientos necesarios para proteger de la oxidación las armaduras tanto activas como pasivas.

Existe por lo tanto una simbiosis entre los HAR y los elementos prefabricados. Por un lado es más fácil utilizar un HAR en una factoría de prefabricación y por otro se aprovechan cualidades que muchas veces no son tan necesarias en la construcción "in situ". Pero es muy importante que la normativa de aplicación obligatoria permita considerar favorablemente en el diseño y cálculo estas mejores cualidades de un HAR, resistencia, impermeabilidad, durabilidad, etc., y también otras más propias de la prefabricación, como una mejor ejecución en todas las fases de producción: pocos tipos de dosificaciones con estadísticas de muchos resultados, corto recorrido del hormigón desde la planta al molde, moldes más rígidos, tolerancias más estrictas, intenso vibrado, curado más fácil y mejor control con posibilidad de fácil inspección completa final de la pieza y de su rechazo o reparación.

Es evidente que la normativa debe hacer una valoración objetiva de ventajas frente a cualidades, permitiendo su aplicación a todos los elementos que las tengan, sean prefabricados o "in situ". Este es el deseo de los prefabricadores, obtener ventajas objetivamente en función de cualidades obtenidas, no por el mero hecho de prefabricar en factoría fija. Desean que se fijen en las normas los sistemas o ensayos de medir y demostrar la obtención de estas cualidades y que, en función del nivel obtenido, se puedan reducir recubrimientos, espesores, coeficientes de seguridad, etc.

En muchas normas se explican los beneficios de estas mejores cualidades, pero no se cuantifican estas reducciones. Aunque en la construcción "in situ" puede no ser económico mejorar cualidades frente a reducción de secciones, en elementos prefabricados puede ser determinante para su competitividad.

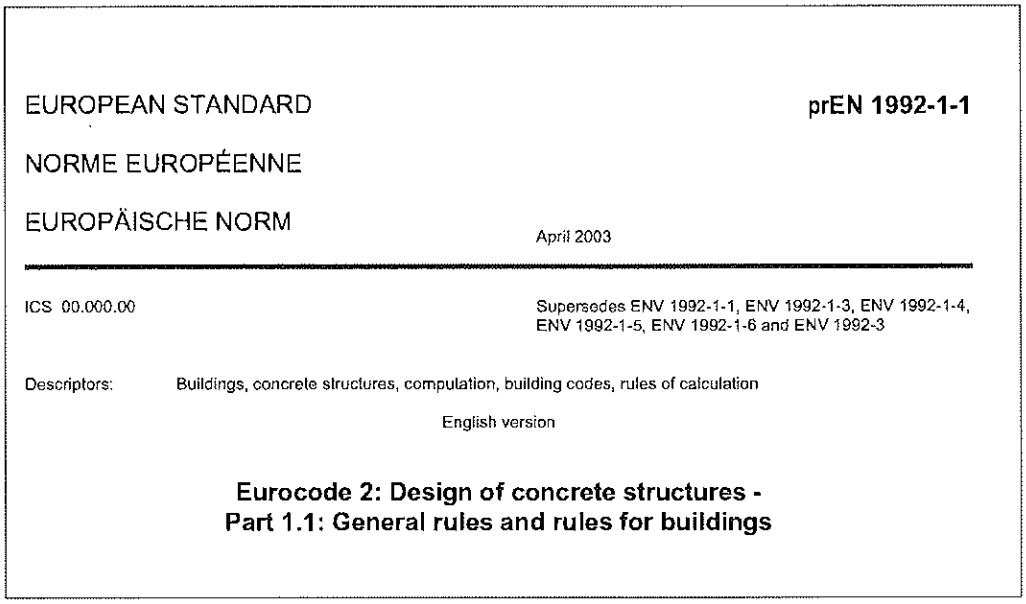
Se ha explicado anteriormente la influencia de los ensayos realizados por encargo de ANDECE en el proceso de cambio en la normativa española de EP-93 a EHE en la formulación del cálculo a esfuerzos cortantes. Se va a exponer a continuación su aportación en el cambio de normativa europea.

La conversión del Eurocódigo 2 (EC2) de norma europea experimental ENV en norma europea EN se encargó a un Equipo de Proyecto (PT siglas en inglés) de expertos que dependían del Subcomité 2 del Comité Técnico 250 "Eurocódigos" del CEN (CEN/TC250/SC2). Las normas armonizadas (hEN) de productos prefabricados de hormigón para el marcado CE las elabora el Comité Técnico 229 "Productos prefabricados de hormigón" (CEN/TC229). Este comité pensaba incluir en sus normas formulación diferente al EC2 si consideraba que la de éste no era adecuada y penalizaba el producto. La Comunidad Europea empezó a elaborar en el año 2000 un Documento Guía sobre "Aplicación y Uso de los Eurocódigos" donde se daban reglas para la aplicación de los Eurocódigos (EC) en el marcado CE, interpretando la Directiva de Productos de la Construcción (CPD). Con estas reglas las hEN debían respetar los EC y sólo en caso de que éstos no cubriesen el cálculo o parte de él de algún producto, se permitían formulaciones en la hEN correspondiente, pero siempre con la aprobación del TC250. Ahora bien, la CPD impone que los EC y las hEN no pueden impedir la comercialización de un producto de construcción que hasta la fecha de implantación del marcado CE se esté vendiendo legalmente en algún país del CEN, puesto que esta Directiva lo que pretende es eliminar barreras al libre comercio dentro de Europa en vez de crearlas.

En este paso de ENV a EN el CEN/TC250/SC2 decidió suprimir la Parte 1-3 dedicada a prefabricación como parte separada y añadir a la parte general Parte 1-1 un capítulo de 'Disposiciones Adicionales para Elementos Prefabricados y Estructuras', donde se incluirían únicamente cláusulas adicionales específicas para elementos prefabricados. Un Grupo Conjunto de Trabajo (JWG) entre el CEN/TC 250/SC2 y el CEN/TC 229 preparó en 1999 una versión de este capítulo de acuerdo con las necesidades de la industria europea de prefabricados, para sustituir al preparado por el CEN/TC 250/SC2.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



EUROPEAN STANDARD prEN 1992-1-1

NORME EUROPÉENNE

EUROPÄISCHE NORM

April 2003

ICS 00.000.00

Supersedes ENV 1992-1-1, ENV 1992-1-3, ENV 1992-1-4, ENV 1992-1-5, ENV 1992-1-6 and ENV 1992-3

Descriptors: Buildings, concrete structures, computation, building codes, rules of calculation

English version

**Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings**

Figura 4: Encabezamiento de la última versión del EC2-1 aprobada para Voto Formal.

El primer borrador del EC2 elaborado por el PT en diciembre de 1999 no tenía este capítulo referente a elementos prefabricados y el que se añadió al segundo borrador de enero de 2001 era el preparado por el SC2, y no el del JWC consensuado con el CEN/TC 229. Esta versión perjudicaba gravemente a los elementos comercializados según los prefabricadores europeos agrupados en la Oficina Internacional del Hormigón Manufacturado (BIBM siglas en francés), a la que pertenece ANDECE. Éstos, mediante su participación en el CEN/TC229, lograron la creación de un Grupo de Enlace (LG) entre los dos comités, con participación de un representante de la CE y asesores del CEN, y dentro de él un grupo reducido (AHG) para estudiar el EC2 y poder elaborar una versión consensuada que evitase esos perjuicios.

Como resultado de la documentación aportada por los prefabricadores en las reuniones mantenidas por el AHG, entre la que se encontraba el informe de los ensayos de cortante realizados por ANDECE, se ha incluido en el EC2 un capítulo sobre elementos prefabricados partiendo de la versión del JWC, incorporando parte al texto general y con modificaciones consensuadas. Se han resuelto casi todas las diferencias de criterio, entre ellas la formulación de bielas de cortante. En los puntos donde no se ha logrado un acuerdo completo, como en los recubrimientos mínimos, se han preparado clases adicionales, para que los Estados miembros puedan elegir entre ellas en el Anejo Nacional (NA) y los productos puedan seguir vendiéndose al menos en los países donde se vendían antes del marcado CE.

## 4. APLICACIONES EN ESPAÑA DEL HAR EN LA PREFABRICACIÓN

### 4.1 Antecedentes

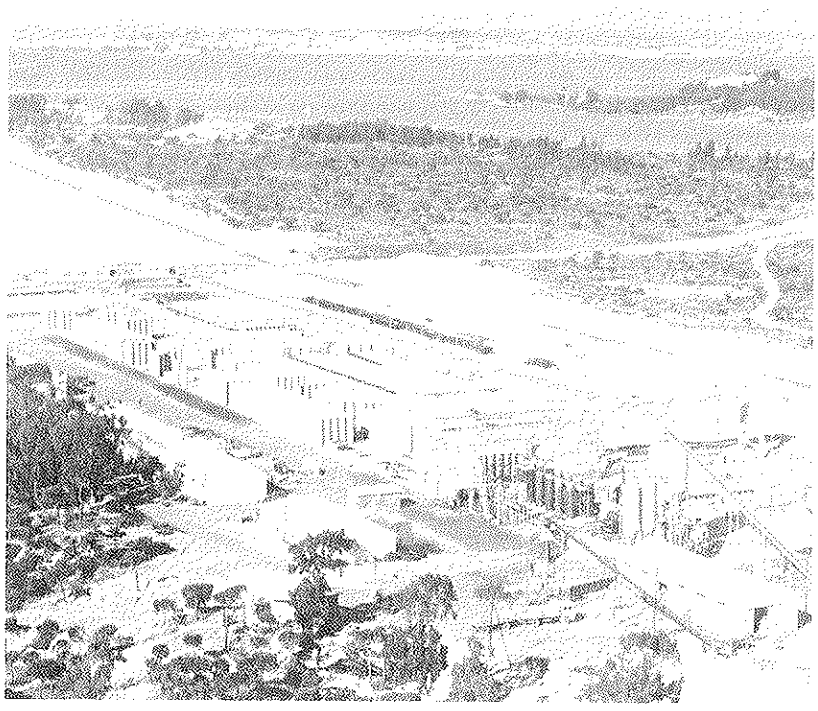
A mediados de los años 60 Dragados empezó a utilizar la técnica de los pilotes prefabricados pretensados de gran diámetro, circulares y huecos tipo Raymond, que se había desarrollado en los E.E.U.U. Estos pilotes se fabrican en módulos de 5 m de longitud típica, que se unen entre sí mediante cables de pretensado introducidos en orificios longitudinales. Se hincan en el terreno con martillos a vapor o neumáticos de elevada energía de impacto, hasta 16,6 t•m, que golpean la cabeza del pilote repetidamente a través de una sufridera interpuesta. Esto requiere una gran resistencia a compresión del hormigón, para resistir los impactos en la cabeza y las elevadas presiones en la punta para romper y desplazar el terreno. Para lograr esta resistencia se emplea una baja relación agua-cemento y un sistema de compactación de alto rendimiento: la centrifugación y vibración combinadas. Con este sistema de fabricación se pueden utilizar hormigones con asiento de cono de Abrams prácticamente nulo.

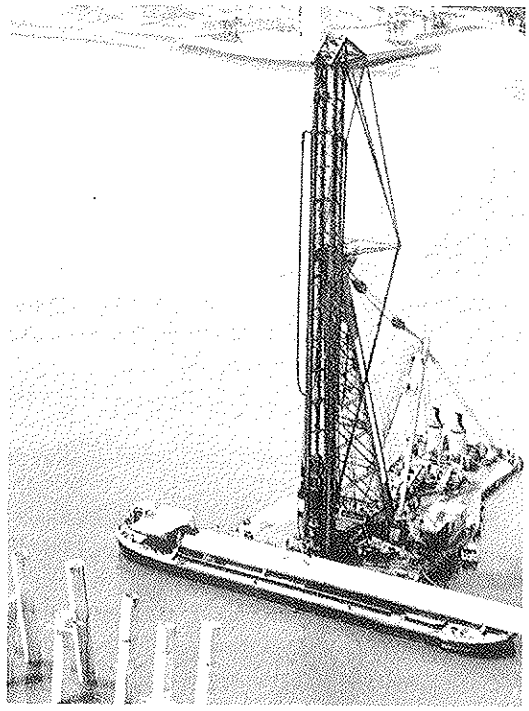
El hormigón utilizado desde los años 60 para la fabricación de estos pilotes es H-45, aunque en casos especiales, por requerirse una mayor capacidad resistente del pilote, se empleó H-50, ya en el límite de un HAR. Se utiliza cemento en cantidades algo superior a 400 kg/m$^3$ y relación agua-cemento 0,40-0,42. El curado es en cámara de vapor para poder quitar el molde lo antes posible. La fabricación por centrifugación y vibración combinadas produce una compactación muy alta que además de resistencia proporciona una permeabilidad muy baja y por lo tanto una gran resistencia a la agresión de agentes externos como agua de mar o terrenos agresivos, incrementando su durabilidad. Puede decirse que este hormigón era un precursor de un HAR/HAP ya que aunque la resistencia de diseño era igual o inferior a 50 MPa la resistencia de testigos extraídos de pilotes superaba los 60 e incluso los 70 MPa.

Para la fabricación de estos pilotes se construyó una factoría en Huelva, que se desmontó a mediados de los años 80, continuando su producción en la factoría de Algeciras. Con estos pilotes se construyeron en aquellas fechas el Puente del Generalísimo en Sevilla, el Puente sobre la Bahía de Cádiz, los puentes sobre los ríos Tinto y Odiel en Huelva, el primero de ellos doble para carretera y ferrocarril y el segundo también acueducto, varios muelles y pantalanes en el Puerto de Huelva y un dique en Libia entre otras varias obras.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

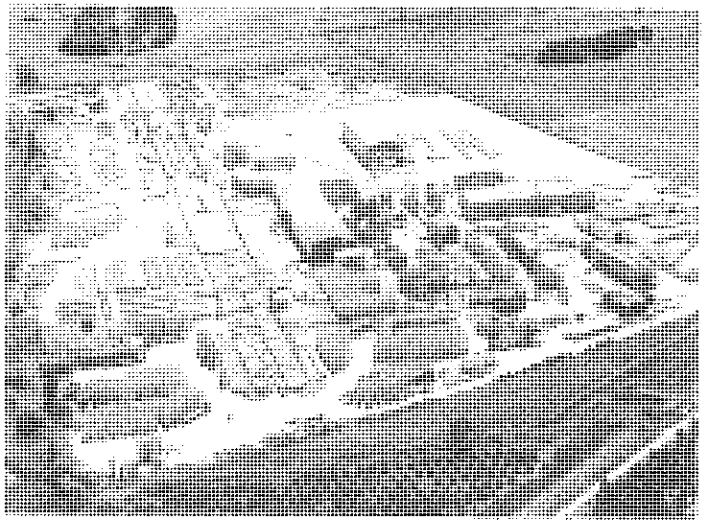


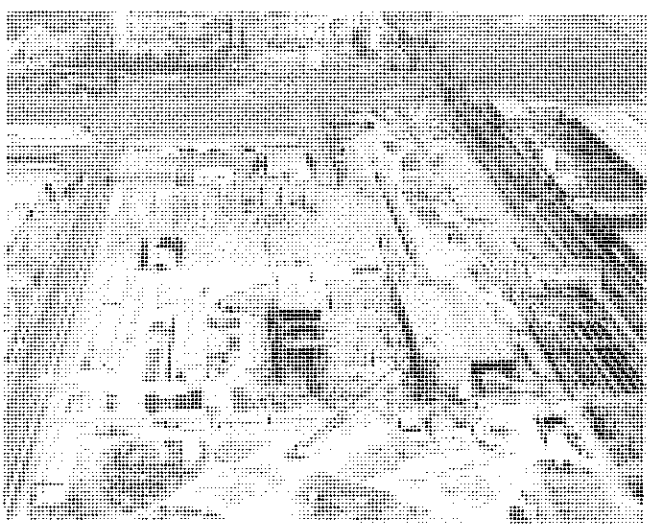


Figuras 5 y 6: Factoría de prefabricados y cabria de hinca de pilotes en Huelva.

A finales de los 60 y principios de los 70 se utilizó esta factoría para la prefabricación de las estructuras y obras de fábrica de la Autopista Sevilla-Cádiz. Además de pilotes tipo Raymond se utilizaron vigas prefabricadas pretensadas construidas con el mismo tipo de hormigón H-45. En este caso lo que se perseguía era una alta resistencia inicial, unos 35 MPa a las 18 h o incluso antes, para poder sacar las vigas del encofrado al día siguiente de hormigonar. El curado también se aceleraba con vapor, cubriendo el encofrado con lonas e inyectando vapor por debajo. La puesta en obra de este hormigón, con baja relación agua-cemento y cono 4-5 cm se facilitaba al ser vigas con forma de TT, de alma gruesa con disminución de espesor de arriba hacia abajo y ser fabricadas en bancada vibrante. Además se siguieron construyendo obras marítimas con pilotes tipo Raymond en los puertos de Huelva, Ceuta, Algeciras, Coruña y en el norte de África y otras en tierra como los puentes del Ferrocarril Málaga-Fuengirola.

A principios de los 70 se construyó otra factoría en Sagunto para la construcción de la Autopista Tarragona-Valencia-Alicante y la de Navarra. Se emplearon además de pilotes tipo Raymond vigas con forma de T, de dimensiones mayores a las de la Autopista Sevilla-Cádiz por haber cambiado la norma de acciones en puentes de carreteras, más desfavorable para tableros de luces reducidas y medias. Todos estos hormigones se utilizaron para piezas prefabricadas de puentes, de forma principal para pilotes y vigas, pero también para otros tipos de piezas como marcos de obras de fábrica o losas prefabricadas para muelles. La resistencia característica típica de proyecto era 45 MPa aunque ocasionalmente también se utilizaba 50 MPa, pues normalmente la resistencia estimada obtenida en el Control de Calidad estaba comprendida entre 50 y 55 MPa. La utilización de aditivos fluidificantes ha permitido utilizar este tipo de hormigón de baja relación agua-cemento en vigas doble T con mayores dificultades de hormigonado.





Figuras 7 y 8: Factorías de prefabricados de Algeciras y Sagunto.



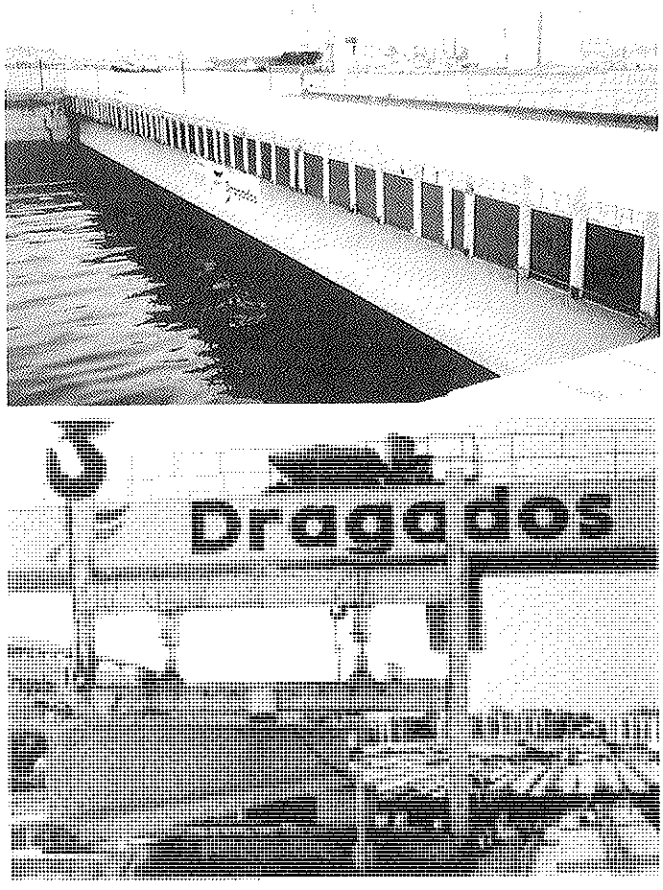
Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Otro hormigón similar, también en el límite del HAR, tipo H-50, es el que desde mediados de los años 80 se ha utilizado en la factoría de Sagunto para fabricar traviesas monobloque de ferrocarril. No se usa ningún tipo de aditivo y el cono es prácticamente nulo, pero la enérgica vibración del molde permite su puesta en obra sin dificultades y el desmoldeo inmediato después de la vibración. La alta compacidad y resistencia alcanzada hace que la traviesa tenga una gran durabilidad y resista los esfuerzos muy repetidos y dinámicos a que se ve sometida por el paso de los ejes cargados. El curado se acelera con vapor para poder tensar las barras de pretensado a las 24 h con 45 MPa de resistencia.

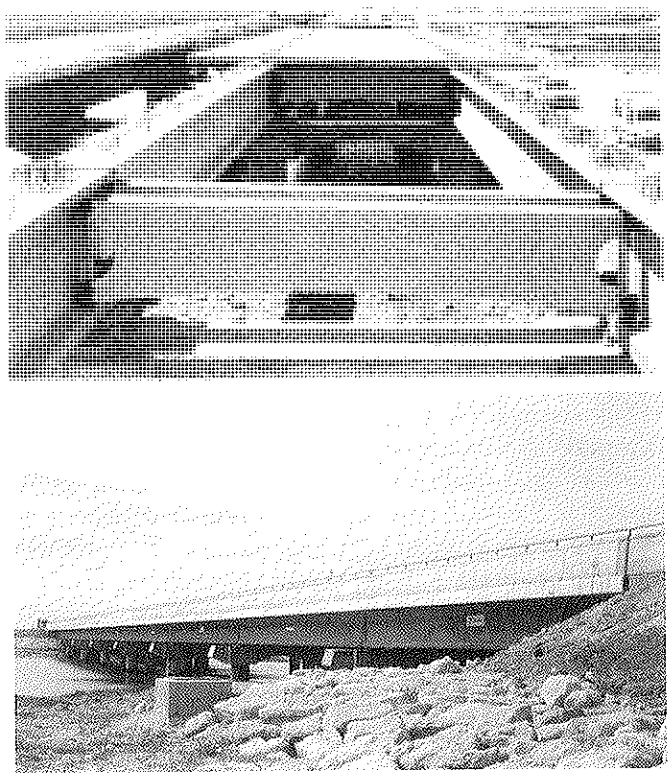
### 4.2. Realizaciones modernas prefabricadas con HAR

A finales de 1992 se utilizó HAR en las vigas prefabricadas de dos tableros en el Puerto de Málaga, que había que sustituir por grave deterioro debido a la agresión marina de las vigas existentes e imposibilidad de reparación. La protección superficial prevista en el proyecto original de las nuevas pasarelas era pintura de resina epoxi que fue sustituida por la protección en la masa que proporcionaba un HAR de baja relación agua-cemento y adición de microsílice. Así se puso de manifiesto en los ensayos que se hicieron previamente en el Instituto Eduardo Torroja para la evaluación del coeficiente de difusión de iones cloruro en el HAP, resultando este coeficiente muy inferior al del hormigón convencional. La protección de pintura puede fisurarse y desconcharse por la diferencia de deformaciones entre los dos materiales, lo que no ocurre con la protección en masa del HAR. La solución adoptada para cada tablero consistió en ocho vigas pretensadas de 30,4 m de longitud y 1,28 m de canto, colocadas a 1,26 m entre ejes, unidas por una losa de compresión de 20 cm de espesor. Se disminuyó el canto de las vigas para separar más su cabeza inferior del nivel del mar. El HAR fue de 60 MPa, necesitando 40 MPa al transferir el pretensado.

La primera obra que se diseñó y realizó en España con vigas prefabricadas con un hormigón claramente HAR de 80 MPa fue el Puente sobre el Río Guadalete. En 1994 la Dirección General de Carreteras quiso emplear HAR en una obra principal de carreteras. Se eligió hacerlo con las vigas de un puente prefabricado en la Variante de El Puerto de Santa María, obra que Dragados estaba empezando. La poca capacidad portante de la marisma causaba grandes problemas en terraplenes y estructuras, siendo importante la reducción de peso que pudiera hacerse. Además, un HAR era también HAP y podría mejorar la durabilidad en un ambiente marino agresivo. También se podría comparar a lo largo del tiempo el comportamiento entre este hormigón y el convencional en estructuras similares de vigas de la misma obra.




Figuras 9 y 10: Pasarela del Puerto de Málaga y prueba de carga de la viga de ensayo.



Figuras 11 y 12: Puente sobre el río Guadalete realizado con vigas de HAR tipo H-80.

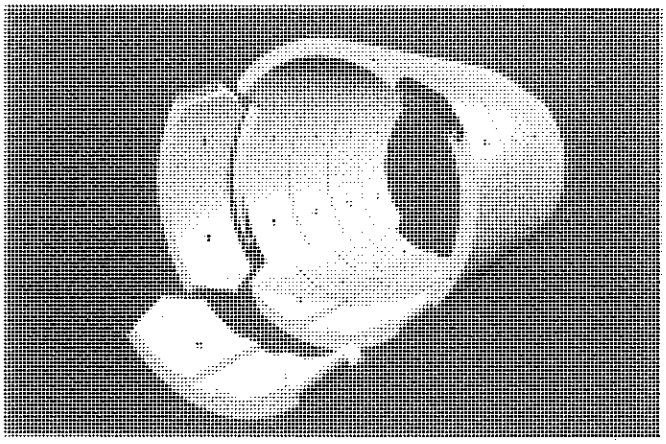
Este puente tiene 210 m de longitud con dos calzadas paralelas de autovía de 11,50 m de anchura separadas 2,00 m. Está dividido en ocho tramos por calzada de 26,25 m de longitud. Cada tablero está formado por dos vigas pretensadas de 1,74 m de canto, separadas 6,50 m entre ejes y unidas por una losa de tablero de 25 cm de espesor. Esta losa también es prefabricada en once elementos de hormigón armado de toda la anchura del tablero. Se construyó en 1995.

En 1995 se construyó el Puente sobre el Río Miño en Lugo con HAR de 65 MPa. Tiene siete vanos centrales de 32 m y


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

dos extremos de 23,70 m de luz. La sección transversal es aligerada y con tres carriles en cada sentido. Es un puente de dovelas prefabricadas que se montaron sobre cimbra. En 1996 se construyó el Abastecimiento a la Marina Baja en Benidorm con tubería de hormigón pretensado con camisa de chapa de 800 mm de diámetro y para presiones de 25 y 22,5 atm. Con HAR de 58 y 52 MPa se fabricaron los núcleos por compresión radial.

El mismo HAR de 80 MPa del Puente del Guadalete se utilizó en 1996 en dovelas prefabricadas para el revestimiento del túnel para el Trasvase entre los ríos Guadiaro y Majaceite en Cádiz, en una zona de 200 m de longitud donde los empujes previstos del terreno eran muy superiores a los del resto del túnel. La utilización de un hormigón de mayor resistencia permitía el empleo de dovelas con el mismo espesor que las utilizadas en el resto del túnel. Las dovelas eran de forma hexagonal, formándose cada anillo de 4,20 m de diámetro interior con cuatro dovelas de la misma forma exterior, de 1,30 m de anchura y 0,25 m de espesor y decaladas dos a dos.





Figuras 13 y 14: Representación del montaje del túnel y vista de dovelas acopiadas.

También en 1996 se utilizó HAR con microsílice en tuberías de la provincia de Cádiz que tenían que atravesar suelos con aguas agresivas. En los tubos de hormigón armado se empleó el HAR en todo el tubo, hormigonado por colado en moldes colocados verticalmente. En los de hormigón pretensado se utilizó un mortero con microsílice para el recubrimiento exterior de protección del alambre de pretensado.

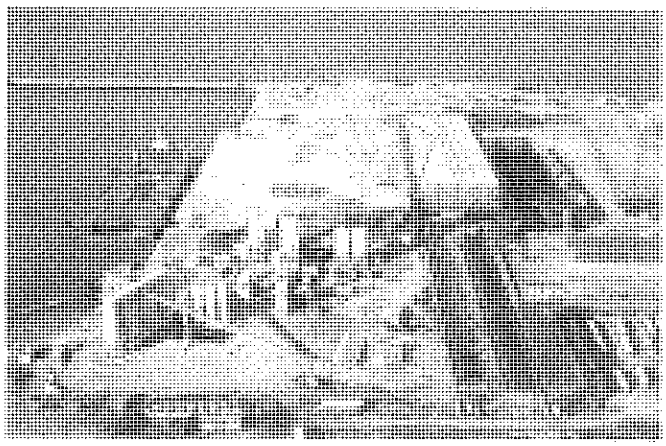
Para los diversos túneles que atraviesan por debajo la nueva pista nº3 del Aeropuerto de Madrid-Barajas se construyeron más de 1000 vigas prefabricadas pretensadas de 12,75 m de longitud y 1,50 m de canto en HAR de 60 MPa. El motivo del uso del HAR es poder resistir los esfuerzos cortantes elevados que solicitan estas vigas sin tener que modificar el espesor del alma del tipo estándar de viga. Estos esfuerzos provienen tanto del espesor de unos 3 m de terreno sobre las vigas como de las grandes cargas que el avión de diseño produce sobre la pista.

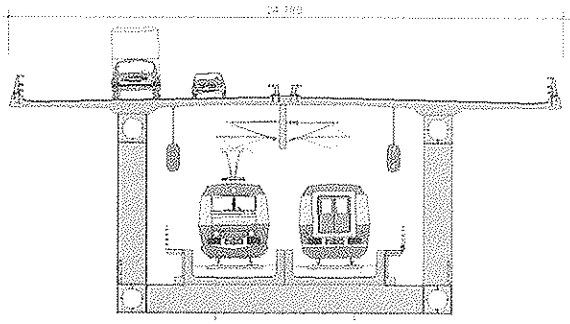
Hoy en día es muy normal el uso de HAR entre 60 y 70 MPa para vigas prefabricadas de puentes, tanto de carretera como de ferrocarril en las nuevas líneas del AVE, para poder cubrir las mayores luces posibles con vigas que por su peso se puedan transportar y montar. Para estas resistencias no es normalmente necesario acudir al uso de microsílice.

En caso necesario se emplean resistencias mayores o microsílice si se requiere mayor durabilidad. Se han diseñado soluciones prefabricadas de puentes hiperestáticos, tanto de carretera como de ferrocarril, para poder cubrir estas grandes luces sin tener obligatoriamente que recurrir a la construcción *in situ*.

Por último hacer mención de dos obras muy importantes y complejas en el límite de la prefabricación. Aunque utilizan hormigones H-55, en el límite inferior de los HAR, ya que no necesitan estructuralmente una mayor resistencia, emplean microsílice para mejorar en lo posible la durabilidad, pues ambas están en un ambiente marino y se requiere una vida útil superior a 100 años, es decir, necesitan un HAP. En ambas hubo que realizar pruebas, durante más de un año en la primera y más de medio en la segunda, para elegir y demostrar la idoneidad de materiales y dosificación del hormigón.

La primera obra son los tramos de acceso al Puente del Estrecho de Oresund entre Dinamarca y Suecia. Se construyeron en Cádiz, desde mediados de 1997 hasta mediados de





Figuras 15 y 16: Instalaciones de fabricación y sección del tablero. P. de Oresund.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

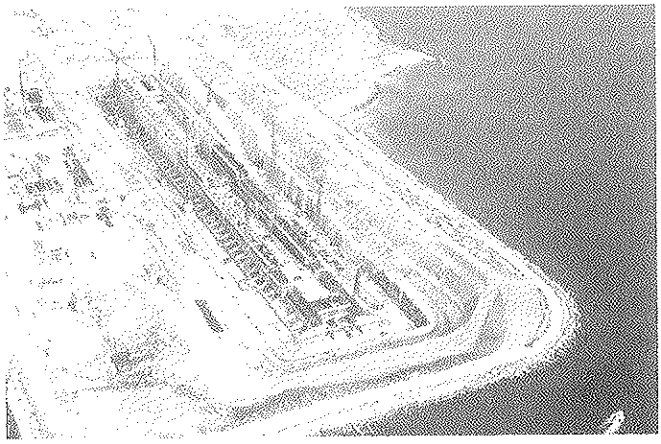
1999, 49 tableros, 42 de 140 y 7 de 120 m de longitud, llevándolos de dos en dos por barco a Suecia para ser montados. Los tramos, de hasta 5500 t de peso, eran isostáticos, formados por una estructura metálica en celosía, con forma de U en su sección transversal, con alojamiento para vía doble ferroviaria dentro de la U, y tablero superior de hormigón de 25,40 m de anchura y espesor entre 20 y 70 cm, pretensado transversalmente y armado longitudinalmente.

El hormigón debía cumplir unas condiciones muy restrictivas de durabilidad frente al hielo-deshielo y a la agresión de sales. Como la temperatura del hormigón durante el fraguado y el endurecimiento no podía sobrepasar 60ºC y en Cádiz el verano es largo y caluroso, hubo que aislar térmicamente los componentes del hormigón durante su almacenamiento y enfriarlos con nitrógeno líquido antes del amasado. Además, para proteger el tramo durante el hormigonado y endurecimiento, hubo que hormigonar cada tramo dentro de una nave de 150x32 m con aire acondicionado para mantener 20ºC durante el verano. Por necesidades de entrada y salida para los tramos por los lados mayores y de los encofrados por los menores, la nave se apoyaba sólo en las cuatro esquinas. El hormigonado del tablero (hasta 1500 $m^3$) se hacía en 30-40 h y se construía un tramo cada 11-16 días.

La segunda obra es el dique-muelle flotante de la Ampliación del Puerto de Mónaco. La construcción es por un lado "in situ", ya que debido a sus enormes dimensiones se ha tenido que realizar durante mucho tiempo y en muchas fases y mediante técnicas de construcción "in situ". Por otro lado y aunque es una única pieza, se ha construido claramente fuera de su lugar de emplazamiento, en Algeciras a 1500 km de distancia, y ha tenido que ser instalada en su lugar definitivo. Con este mismo criterio también son elementos prefabricados con HAR las enormes plataformas petrolíferas fondeadas o flotantes de Noruega y de Brasil.

El dique es un cajón de doble pared de hormigón armado y pretensado, con un desplazamiento total en servicio de 166.000 t, una eslora de 352 m, una manga de 28 m, 44 m en la losa inferior, y un puntal de 19 m hasta la losa superior y de 24,5 m incluyendo las superestructuras. Además de dar abrigo al puerto y servir de muelle de atraque por ambos lados, el interior del dique servirá de aparcamiento para casi 400 vehículos en cuatro niveles, en la mitad próxima al estribo, y de almacén de mercancías y pequeñas embarcaciones en dos niveles, en la otra mitad, tendrá un faro en su extremo y sobre él irá la futura estación marítima, distintos paseos peatonales y calzadas para la circulación rodada. Un muro exterior con forma almenada protegerá a personas y vehículos del oleaje.

Para limitar los movimientos causados por las mareas y el oleaje y evitar una conexión a tierra firme muy flexible, pero complicada para permitir estos movimientos, el dique se diseñó como *semiflotante*, uniéndolo al cajón del estribo mediante una rótula de articulación, de forma que la flotación no sea libre. Así se puede amortiguar la energía del oleaje sin que se produzcan movimientos importantes en él. En el extremo opuesto a tierra los movimientos se limitan mediante 8 cadenas tensadas, 5 del lado del mar y 3 del lado del puerto, todas ellas sujetas a pilotes metálicos hincados a profundidades entre 50 y 80 m. Además hay 2 cadenas en el extremo del lado de tierra, una por cada lado, por seguridad en caso de rotura de la rótula.





Figuras 17 y 18: Fabricación del dique en Algeciras e instalación en Mónaco.

## 5. FUTURO DEL HAR EN LA PREFABRICACIÓN

Después de unos veinte años de uso del HAR este material ha ido siendo poco a poco cada vez más utilizado en más aplicaciones y por más países y compañías constructoras. Si en los primeros años de uso se consideraba sólo como una posible alternativa, hoy día ya se utiliza con frecuencia en la prefabricación para reducir peso o alcanzar luces mayores.

La normativa hoy día no contempla en la mayoría de los países los hormigones HAR de más de 50 ó 60 MPa, pero poco a poco se van ensanchando los campos de aplicación de las normas para incluir en ellas las peculiaridades del diseño con este material. El estar amparado por la norma oficial del país facilita enormemente el empleo extendido del mismo. La Instrucción Española de Hormigón EHE incluye un anejo para la aplicación adecuada de la instrucción al HAR, lo ha permitido un uso más generalizado en nuestro país.

Por otro lado se seguirán desarrollando productos ya aparecidos y de escasa utilización como son los Hormigones de Muy Alta Resistencia como el SIFCON (Silica Infiltrated Fibered Concrete), el CRC (Compact Reinforced Composite) o el RPC (Reactive Powder Concrete), todos ellos muy especiales, con materiales añadidos como fibras o polvos muy finos, más que el humo de sílice y con granulometrías diferentes para llenar los huecos más pequeños. Hoy día son mate-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

riales muy caros que limitan enormemente su uso, pero que pueden llegar a resolver algunos problemas utilizando cantidades reducidas y que se compense su mayor coste con una reducción importante de medios materiales o humanos en la realización de determinados elementos.

También se irá extendiendo el uso del HAC ó SCC que, como se ha explicado con anterioridad no necesita vibrado, simplificando los encofrados en los que no se requiere tanta rigidez, reduciendo la mano de obra de colocación y el ruido ambiental, lo que mejora el entorno de trabajo en las factorías de prefabricación, sobre todo si el hormigonado se hace dentro de naves cerradas.

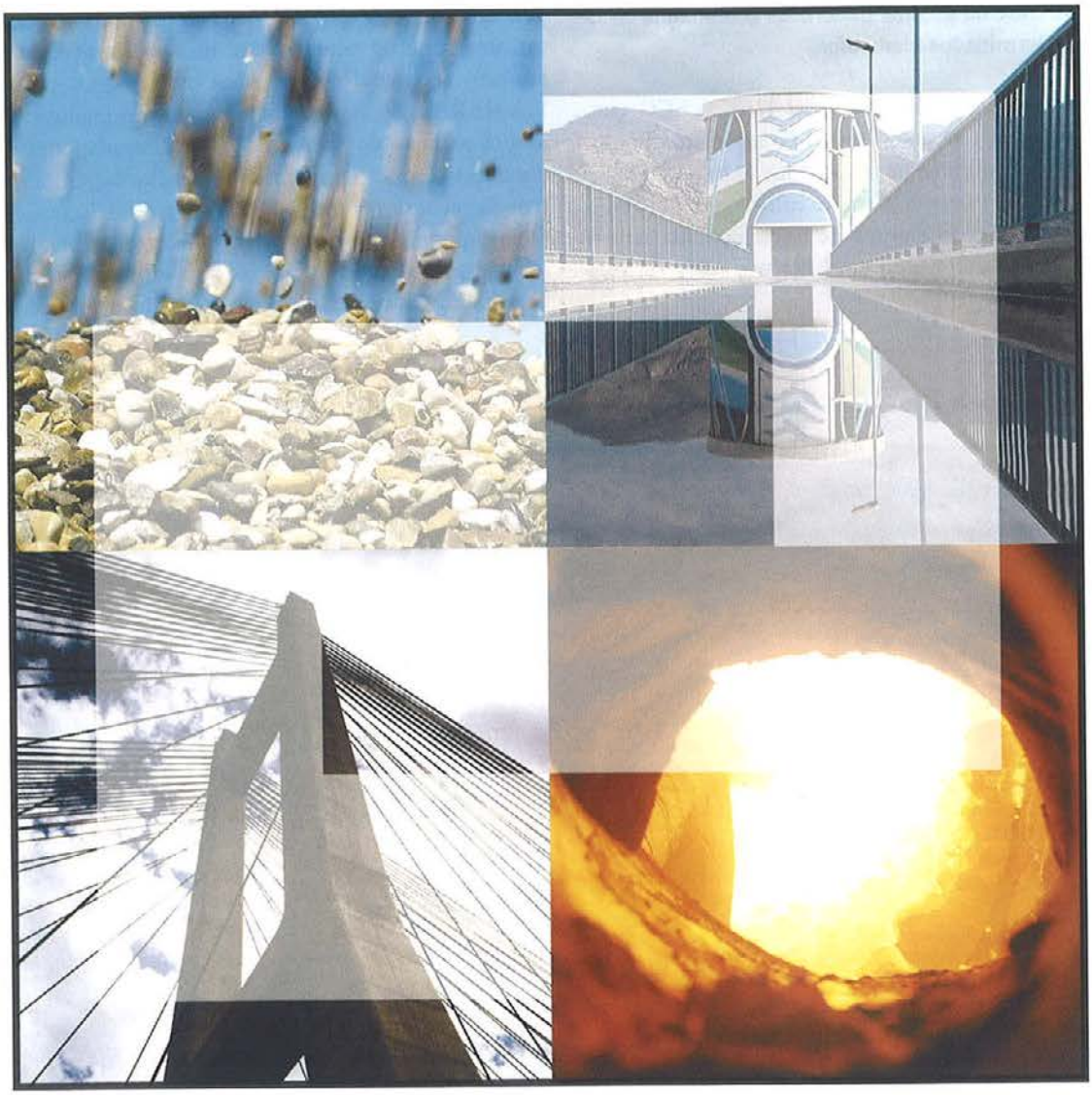
## 6. CONCLUSIONES

El HAR es un material procedente de la mejora del hormigón convencional, que tiene a pesar de su mayor precio unitario, una serie de ventajas que lo hacen muy conveniente y también económico en muchas aplicaciones prefabricadas. Los HAR tienen también mejoradas otras cualidades del hormigón además de la resistencia, como impermeabilidad o durabilidad, que permiten sobre el hormigón convencional reducir recubrimientos y secciones, y por ello peso, lo que es muy importante en elementos prefabricados para facilitar su transporte y montaje. Hoy día ya se utiliza con frecuencia en la prefabricación para reducir peso o alcanzar luces mayores.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Cimentando soluciones



- ✔ *Asistencia técnica a la Administración y usuarios del cemento y el hormigón.*
- ✔ *Investigación.*
- ✔ *Normalización y Certificación.*
- ✔ *Publicaciones técnicas.*

IECA
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO
Y SUS APLICACIONES

José Abascal, 53, 2º. 28003 MADRID.
Teléf.: 91 442 93 11. Fax: 91 442 72 94.
http://www.ieca.es

Delegaciones en:
Madrid, Barcelona, Valencia,
Sevilla, Bilbao, León y Canarias.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# El H.A.P. en el Arco de los Tilos

## *H.P.C. in Tilos' Arch*

**Santiago Pérez Fadón**
Ing. de Caminos. Director Técnico de Ferrovial Agromán)

◆

**José Emilio Herrero**
Ingeniero de Caminos. Ferrovial Agroman

◆

**Pablo González Torijano**
Ingeniero Técnico de O.P. Ferrovial Agroman

◆

**Juan José Sánchez**
Ingeniero de Caminos Ferrovial Agroman

### RESUMEN

El arco de los Tilos se ha diseñado con un hormigón de alta resistencia con el objetivo de disminuir el peso de la estructura durante el avance en voladizo. Las características de los áridos disponibles por su heterogeneidad, baja resistencia, y gran absorción han sido las principales dificultades encontradas. Para controlar la homogeneidad un geólogo seleccionaba permanentemente lo que entraba en la planta de machaqueo.

Debido a que la sección a hormigonar tenía tan solo 20 cm de espesor se debía conseguir un hormigón muy fluido lo que ha llevado a la utilización de superfluidificantes a base de policarboxilatos, readitivando a pie de tajo en el caso de tiempo caluroso.

Debido a los materiales empleados ha resultado un hormigón heterodoxo en el cumplimiento de una serie de parámetros pero que alcanza ampliamente los requerimientos de resistencia y trabajabilidad. Finalmente se dan las conclusiones del estudio diferido multipaso y la incidencia en los resultados de la menor fluencia que suelen tener estos hormigones.

### *SUMMARY*

*HPC has been used in the design of Tilos' Arch in order to reduce the weight of the structure during the free cantilever construction.The main difficulties found were related to the heterogeneity, low strength and high absorption of the available aggregates. To ensure homogeneity a permanent control of them, a geologist was established on site.*

*Due to the reduced thickness of the arch wall, in some cases only 20 cm, it was neccesary to achieve very fluid concrete . Consequently, the addition of policarboxylated-based superfluidifiers was adopted, including a new mixing on site in case of high temperatures. Despite the heterogeneity of selected materials that resulted in an unconventional concrete in meeting certain parameters, fulfillness of strength and workability requirements was clearly achieved. Finally, conclusions of the differed multi-step analysis and its influence on this type of concrete are presented.*

## 1. RAZONES PARA LA UTILIZACIÓN DEL HAP

### 1.1. Descripción de la estructura

Esta estructura se sitúa en el nordeste de la Isla de la Palma (Islas Canarias). Su ubicación ha condicionado el diseño del hormigón debido a la limitada disponibilidad de materiales con la que se ha podido contar.

Este arco con sus 255 metros de luz salva el accidentado valle del que recibe su nombre. La altura desde la rasante hasta el fondo del valle es de 150 metros y se apoya en laderas casi verticales. El arco, junto con las pilas, son de hormigón HA-75 mientras que el tablero durante el proceso constructivo es metálico y finalmente es mixto.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Figura 1.

El proceso constructivo ha sido el de avance en voladizo con diagonales temporales, los materiales elegidos han estado condicionados por este proceso.

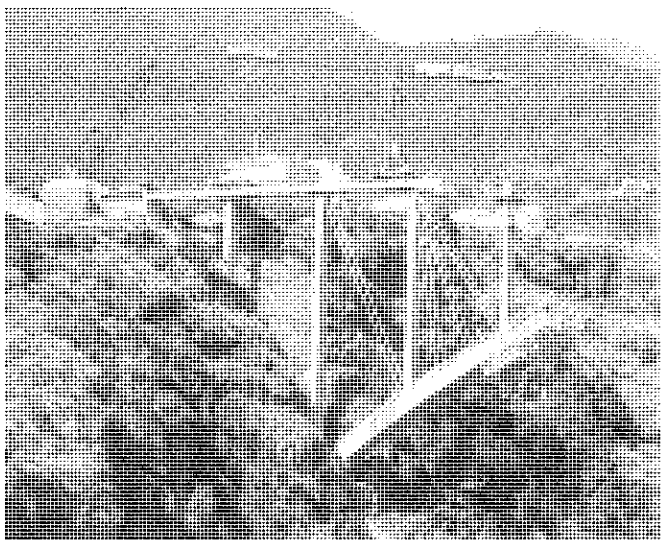


Figura 2.

### 1.2. Proceso constructivo

Durante el avance en voladizo la carga vertical predominante es la de peso propio. Bajo esa acción el arco y las pilas son sometidos a compresiones mientras que las diagonales y el tablero son sometidos a tracción. El tablero traslada la tracción del cordón superior hasta el estribo donde se fija mediante anclajes al terreno. Por tanto reducir el peso tiene importantes implicaciones en toda la estructura. Hay dos vías para conseguirlo, una es utilizar hormigones ligeros, y otra utilizar hormigones de alta resistencia disminuyendo los espesores. En el caso del Arco de Los Tilos se ha elegido la segunda, de forma que en los elementos comprimidos se ha sustituido área por resistencia.

La sección del arco se ha dimensionado con 6 m de ancho y 3 m de canto. Los espesores se fijaron en función del mínimo que garantizaba un correcto hormigonado, lo cual ha sido un fuerte condicionante para el diseño del hormigón. Así se decidió fijar estos espesores en 20 cm para las losas superior e inferior del cajón y 25 cm para las almas. En el primer recuadro, donde las solicitaciones de flexión son mayores, estos espesores se aumentan hasta 30 cm y 40 cm respectivamente.

## 2. ESTUDIO DE LA FÓRMULA DE TRABAJO

### 2.1. Condiciones de los materiales disponibles

#### *2.1.1. Áridos*

Es bien conocida la dificultad de fabricar hormigones en las Islas Canarias. Los áridos disponibles responden a la heterogeneidad geológica de las islas. Aunque se pueden encontrar basaltos, en muchas ocasiones son vacuolares, es decir con multitud de pequeñas burbujas que disminuyen drásticamente su resistencia, aumentan su capacidad de absorción de agua, y lo que es peor, resulta un producto muy heterogéneo. Además, al encontrarse el puente en una isla pequeña no existían grandes alternativas de elección.

Para disminuir estos riesgos se realizó una campaña de reconocimiento de las canteras y graveras existentes en toda la isla considerando cualquier alternativa de suministro posible incluida la de abrir una nueva explotación que mejorase la calidad del árido existente. Por otra parte las instalaciones de explotación de áridos de la isla no reunían las condiciones adecuadas, para el hormigón requerido.

Finalmente la arena utilizada fue la procedente de la gravera de Riachuelo en El Paso. La arena es extraída de una zahorra natural con intercalaciones limosas, clasificada y lavada



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

en una instalación que no fue posible mejorar. Se intentó corregir mediante arena del desierto para mejorar los valores de equivalente de arena, sin embargo una vez analizada se vio que tenía demasiado contenido de cloruros, por lo que finalmente no se utilizó.

El tamaño máximo de árido debía ser tan solo de 12 mm., debido a las condiciones exigidas de trabajabilidad y al pequeño espesor de las paredes a hormigonar. Se eligió para ello un garbancillo 6/12 mm. procedente de la cantera de Lopesán en Fuencaliente. El garbancillo está sacado del machaqueo de bolos mezclados con escorias extraídos mediante retroexcavadora y martillo picador en ocasiones.

Los áridos son de origen volcánico, basaltos muy heterogéneos en función de las zonas de explotación. Estos presentan alternancias imprevisibles entre basaltos compactos en zonas donde las coladas volcánicas han tenido enfriamientos lentos, porosos y absorbentes en zonas donde la lava sufrió un rápido enfriamiento, y piroclastos o escorias en zonas de depósitos por erupciones aéreas. Para garantizar en lo posible la homogeneidad del árido se decidió que un geólogo eligiese el frente de explotación y seleccionara uno a uno los bolos a machacar. El resultado de todo ello ha sido un hormigón un tanto heterodoxo, ya que a pesar de no cumplir o de quedarse al borde del cumplimiento de una serie de ratios estándar, cumple ampliamente los objetivos de resistencia y trabajabilidad.

En el cuadro adjunto pueden verse las fuertes variaciones de los parámetros.

| | |
|---|---|
| *Absorción* | 2.52-5.5 % |
| *Desgaste de Los Angeles* | 18 - 30 |
| *Resistencia a Compresión* | 490 – 1091 Kg/cm$^2$ |
| *Equivalente arena* | 75 a 84 % |
| *%Finos inferior a 0.063 mm.* | 1.6 a 3.4 % |

Respecto a la resistencia del árido era necesario que la pasta de cemento compensase su falta de resistencia y heterogeneidad.

Finalmente, los dos áridos utilizados se ensayaron para comprobar su comportamiento con relación al potencial desarrollado de la reacción sílice-álcali y silicato-álcali, según la norma ASTM C-227, no resultando reactivos.

### *2.1.2. Cementos*

Se realizaron ensayos de laboratorio con diferentes tipos de cementos, CEM I - 52,5 de Pórtland Olazagutia, CEM I - 42,5 y 52,5 de Valenciana, y CEM II / A-P 42,5 de Cementos Especiales de La Islas.

Este último fue el seleccionado, debido a razones de suministro ya que era el único que se podía contar en la isla en silos. Las características más significativas de este cemento procedente de Arguineguín, son : Contenido de clínker 89%, Contenido de puzolana 11%, Aluminato tricálcico AC3 7 / 8,5%, Contenido en álcalis 1,68 %. Aunque en principio no es recomendable el contenido de puzolanas ya que compiten en la fijación de la cal libre con el humo de sílice, no se detectaron problemas.

### *2.1.3. Adición*

El humo de sílice (microsílice) es una adición imprescindible cuando se quieren asegurar resistencias muy altas. Las características que debía tener la pasta de cemento para compensar la poca resistencia del árido, hizo que desde el primer momento se contase con esta adición.

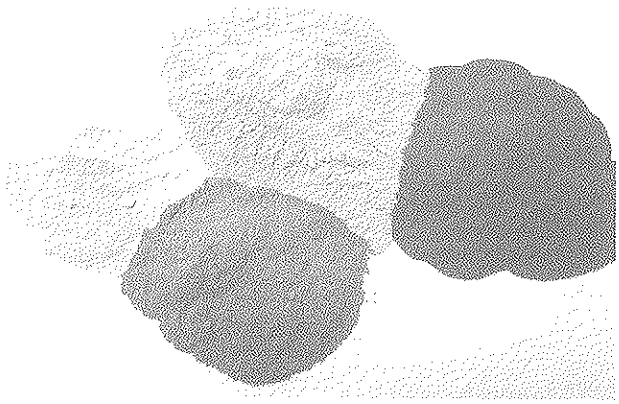


Figura 3. Diferentes coloraciones.

Sin embargo se quería evitar la presencia de manchas negras en la superficie que en ocasiones produce esta adición. Se pudo averiguar que se comercializaba humo de sílice de diferentes tonos de gris llegando hasta el blanco.

Hay que recordar que la sílice es blanca y que solo el carbón que la acompaña le da el color negro (ver Figura 3), por lo que sometida a un proceso de depuración termina obteniéndose cualquier tono.

Finalmente se utilizó el procedente de ELKEM por su tonalidad más clara. El material se suministra en sacos grandes (big-bags) y se almacena en un silo que alimenta automáticamente a la planta. El contenido de oxido de silicio es superior al 90%.

### *2.1.4. Aditivos*

Debido a las condiciones de colocación y a la baja relación agua cemento (finalmente se ha utilizado una relación a/c de 0.28), los superfluidificantes convencionales se descartaron inicialmente, por lo que se estudió la utilización de superfluidificantes de última generación basados en policarboxilatos, con resultados positivos.

Aunque estos aditivos han mejorado en el tiempo de actuación respecto a la generación anterior, este sigue siendo un aspecto crítico cuando suben las temperaturas ambientales,



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

por lo que es necesario readitivar en el caso de que el hormigón pierda fluidez durante la operación de hormigonado.

Sin embargo no se decidió aumentar la dosificación de aditivo en planta ya que se corría el riesgo de producir segregación. Con el readitivado durante el hormigonado se aleja ese riesgo y se mantiene la trabajabilidad.

Debido a la gran cantidad de cemento utilizada en las dosificaciones, se estudió la utilización de un controlador de retracción (curador interno). Posteriormente, teniendo en cuenta la ausencia de problemas de retracción, se decidió no utilizar estos productos.

## 2.2. Dosificación

### *2.2.1. Metodología*

Los métodos utilizados tradicionalmente para determinar la dosificación más idónea no son de aplicación en los casos de los H.A.P., debido principalmente al mayor contenido de pasta que obliga a una estructura granular con menor cantidad de arena.

Inicialmente los métodos aplicados en este caso fueron mediante el ensayo de energía ultrasónica .

### *2.2.2. Ensayos previos*

Los ensayos previos están destinados a definir la fórmula de trabajo más idónea.

Se realizaron en tres fases. En la 1ª fase se seleccionaron los materiales más adecuados, realizándose múltiples combinaciones.



Figura 4.

En la 2ª fase se realizaron ensayos en la planta de la obra. En esta campaña se realizaron 35 amasadas para determinar la desviación típica, el coeficiente de variación y la clase de planta, según el Articulo 88.4 de la EHE.

En esta fase se realizaron probetas cilíndricas de 15x30 y 10x20, y cúbicas de 10 cm para determinar su correlación. De los valores obtenidos en sus roturas se pudo comprobar la dificultad de un correcto refrentado de caras en probetas cilíndricas lo que suponía roturas no simétricas cerca del 20% y por tanto de nula representatividad de las características del hormigón (ver figura 4). Por este motivo, se decidió la utilización de la probeta cúbica de 10 cm, para todos los ensayos de control. En la última fase de los ensayos previos se realizó una campaña de 37 amasadas con la dosificación fijada en la fase anterior pero sin controlador de retracción ni arena de corrección.

En esta fase se estudiaron aspectos importantes como:

- Determinación de su fluidez y su correlación con el asiento del cono y con la lectura del amperímetro de la planta. El correcto control de amperímetro de la amasadora resulta esencial para garantizar la fluidez, ya que la medida del cono es una prueba a posteriori.

- Curva de crecimiento de resistencias desde 1 a 28 días. En caso de que por la variación de los materiales hubiera una bajada de resistencia, siempre es mejor saberlo cuanto antes. Por este motivo se vigila la evolución de resistencias en las primeras semanas.

- Determinación de la desviación típica y coeficiente de variación. Este era un elemento importante a controlar debido a la heterogeneidad de los áridos. En vez de utilizar para la determinación de la resistencia característica unas dispersiones estándar se calculan con las desviaciones determinadas para esa planta.

- Clasificación de la planta de hormigón en función de su coeficiente de variación.

- Contenido óptimo de aditivo superfluidificante. Un exceso de este aditivo podría producir algo de segregación mientras que su falta impediría una buena colocación.

Los ensayos previos se realizaron según el Articulo 86 de la Instrucción EHE, mediante 4 amasadas diferentes con la misma dosificación y cuyos resultados de las roturas en probetas cilíndricas dieron como resistencia media: $\mathbf{f_{cm} = 991\ kg/cm^2}$.

### *2.2.3. Ensayos característicos*

Están destinados a validar la dosificación estudiada y los medios de fabricación utilizados. Los resultados obtenidos fueron de 904 kg/cm$^2$ para la probeta cúbica de 10 cm. correspondiente a 795 kg/cm$^2$, para probeta cilíndrica, considerando un coeficiente de conversión de 0.88, resultado superior a los 750 kg/cm$^2$ exigidos.

Por lo tanto, la dosificación ensayada **se aceptó** como válida para su utilización en la obra.

### *2.2.4. Otros ensayos*

Con esta dosificación se realizaron otros ensayos y pruebas como son :

- Ensayo de fluidez con una placa metálica y un cono de Abrams, midiendo el tiempo que tarda en alcanzar la torta de hormigón del cono el diámetro de 50 cm (T50) y seguir hasta ver en que diámetro se estabiliza el hormigón (ver figura 5).



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

- Pruebas para comprobar la pérdida de consistencia con el tiempo y su mantenimiento añadiendo más aditivo a pié de tajo en el camión hormigonera

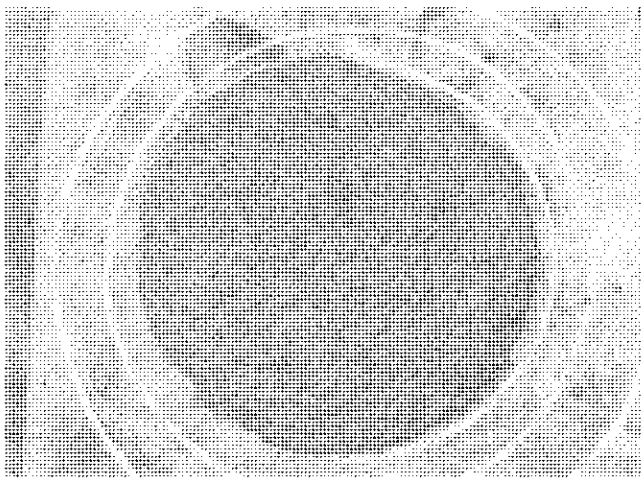


Figura 5.

- Ensayos de rotura a flexo-tracción sobre probeta prismática de 15x15x60 cm.
- Ensayos de tracción indirecta (brasileño) sobre probetas cilíndricas.
- Módulo de deformación en probeta cilíndrica de 15x30 cm. a 7, 40 y 90 días en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la Politécnica de Cataluña.
- Ensayos de penetración de agua bajo presión.
- Ensayos de determinación de aire ocluido en el hormigón fresco.

*2.2.5. Dosificación final*

Con los resultados satisfactorios de los ensayos realizados se adopta como dosificación final :

| | | |
|---|---|---|
| Cemento tipo CEM II / A-P 42,5 | | 500 kg/m$^3$ |
| Arena 0/4 mm. Riachuelo | 37 % | 670 kg/m$^3$ |
| Garbancillo 512 mm. Lopesán | 63% | 1.140 kg/m$^3$ |
| Agua | | 148 l/ m$^3$ |
| Relación agua / conglomerante | | 0,28 |
| Aditivo superf. Viscocrete 7-900 al 1,7% | | 9.35 kg/m$^3$ |
| Adición humo de sílice al 10 % spc | | 50 kg/m$^3$ |
| Consistencia liquida | Fluidez T50 entre 4 y 8 seg. | |

(En la cantidad de agua se ha descontado los 6 litros que aporta el aditivo.)

## 3. FABRICACIÓN Y PUESTA EN OBRA

### 3.1. Central de hormigonado

El hormigón se fabrica en una planta automática con amasadora de 1.25 m$^3$, con dos ejes horizontales, corrector de humedad y amperímetro para el control de la regularidad de la consistencia del hormigón dentro de la amadora (ver figuras 6 y 7). Este tipo de planta es la que mayor homogeneidad y control puede ofrecer. Las amasadas que se realizan son de 0.75 m$^3$ de hormigón.

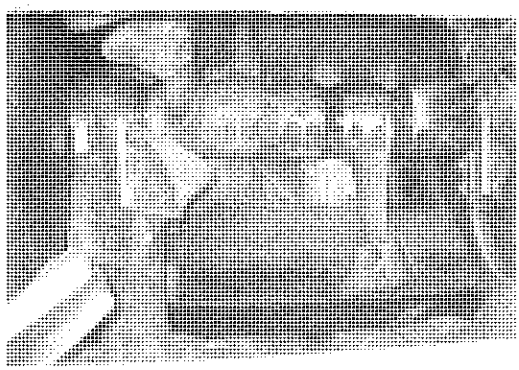


Figura. 6

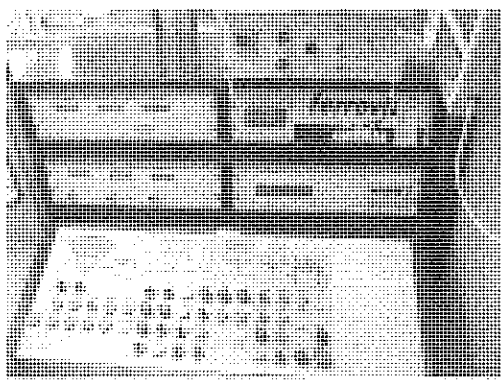


Figura. 7

Esta planta está clasificada, en función de los coeficientes de variación obtenidos con el hormigón por ella fabricado, como de **CLASE A**.

Durante el proceso de fabricación se realizan las operaciones siguientes:

- Regado de la fracción 5/12 mm. para su saturación, en los periodos secos. La fórmula de trabajo se obtuvo con áridos saturados con superficie seca. Este punto es muy importante debido a la gran absorción que tienen estos áridos y a la baja relación agua/cemento.
- Determinación de las humedades de los áridos y la posterior corrección de agua, esta operación complementa la anterior.
- Control de la lectura del amperímetro. Da una idea previa de la fluidez del hormigón dentro de la amasadora y evita sorpresas.
- Amasado prolongado del hormigón, con un mínimo de 3.5 minutos.
- Control de la consistencia y/o fluidez en la descarga.
- Calibración periódica de las básculas.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

### 3.2. Transporte

La planta se encuentra junto al estribo sur por lo que el tiempo de transporte a esta ladera es muy bajo. Sin embargo para llegar a la ladera norte las cubas tardan unos 10 min. lo que influye en días calurosos en su fluidez.

El transporte se realiza en camión hormigonera con cuba de 6 $m^3$ de capacidad y carga de 2 a 3 amasadas de 0.75 $m^3$ cada una (1.5 a 2.25 $m^3$ de hormigón) por lo que las cubas van al 40% de su carga, lo cual es esencial para una buena homogeneidad.

El camión carga con la cuba en velocidad de agitación que mantendrá durante el transporte, antes de la descarga del hormigón, girará a velocidad de amasado durante al menos 2 minutos.

### 3.3. Colocación y compactación

La colocación se realiza con grúa y cazo, descargando el hormigón en unos 8/10 minutos aproximadamente en cada ciclo. Este sistema podría parecer lento si no fuera porque debido al bajo espesor de las paredes cada dovela tiene solo unos 25 $m^3$. El cazo descarga en una canaleta metálica que introduce el hormigón en la dovela a través de una ventanas existentes en la parte superior del encofrado (ver figura 8 y 9).

Hay que tener en cuenta el carácter cohesivo de este hormigón y por tanto una mayor necesidad de energía para su compactación.

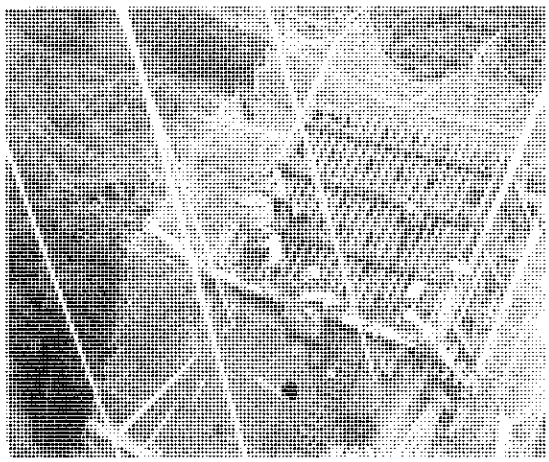


Figura 8.

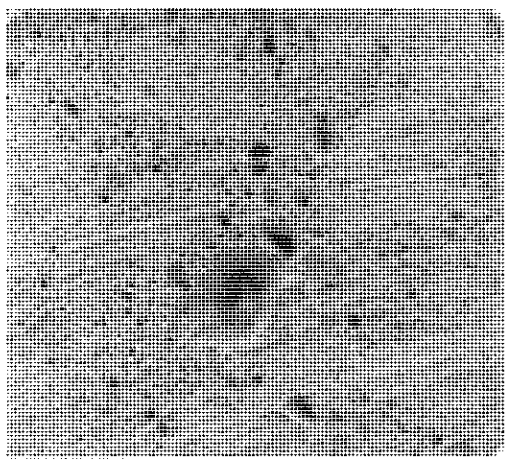


Figura 9.

El hormigón se compacta mediante vibración interna, facilitando la salida del aire atrapado en su masa. Debido a la gran fluidez del hormigón es necesario la utilización de contraencofrados en la mayor parte del arco. Parte de ese aire se queda atrapado en este, quedando las superficie de la cara superior con burbujas.

Sin embargo en el resto de superficies queda totalmente liso debido a la gran cantidad de finos. El aire atrapado en la cara superior nada tiene que ver con el aire ocluido en la pasta de cemento que introduce el superfluidificante, y que puede apreciarse en la rotura de probetas como burbujas menores de 0,5 mm de diámetro (ver figura). Estas no producen efectos desfavorables en el hormigón sino al contrario, ya que siempre que la cantidad no sea excesiva, ayudan a mejorar sus condiciones de trabajabilidad y durabilidad.

Se han hecho ensayos de penetración de agua bajo presión con resultados inferiores a los 10 mm de penetración máxima, comprobándose así sus adecuadas condiciones de cara a la durabilidad.

### 3.4. Curado

El curado de este tipo de hormigón en los primeros días es muy importante debido a la cantidad de cemento que tiene. Sin embargo la humedad de la isla facilita la operación.

Se realiza mediante riego con agua desde el momento de desencofrar la parte superior de la dovela y se prolonga hasta 4 ó 5 días como mínimo, manteniendo la superficie húmeda.

## 4. CONTROL ENSAYOS Y RESULTADOS

### 4.1. Lotificación

Los ensayos de Control del hormigón se han realizado según el anejo de la EHE sobre hormigones de altas prestaciones. Los lotes son cada 50 $m^3$ o fracción (correspondiente a elementos comprimidos) y el numero de tomas o series de 6 por lote (N = 6). De cada toma se elaboran 3 probetas cúbicas de 10 cm, con un total de 18 probetas, de las cuales se rompen 2 de cada serie a 28 días, y de las 6 restantes, 2 a 3 y 7 días, dejando las dos sobrantes de reserva..

### 4.2. Resultados de rotura de probetas

Los resultados obtenidos en las roturas de las probetas cúbicas de Control se pueden resumir en el cuadro siguiente. Las resistencias características estimadas obtenidas en probeta cúbica a 28 días en las dovelas, oscilan entre 889 kg/$cm^2$ y 955 kg/$cm^2$ correspondientes a 782 y 840 kg/$cm^2$ en probeta cilíndrica.

### 4.3. Coeficiente de variación

En la 3ª fase de ensayos previos el coeficiente de variación fue del 6,3%

En los ensayos de Control en el hormigón de las pilas el coeficiente de variación fue 4% y en el hormigón de dovelas del 3,67% lo que indica un buen control del proceso



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

### 4.4. Resistencias características estimadas

Los resultados de las resistencias características estimadas de los lotes en probeta cúbica, siguiendo los criterios del Artículo 88.4 de la EHE, y considerando el KN = 0.96, fueron :

| Elemento | $f_{ck}$ estimada |
|---|---|
| Dovela 0 SUR | 942 |
| Dovela 1 SUR | 955 |
| Dovela 2 SUR | 942 |
| Dovela 3 SUR | 907 |
| Dovela 0 NORTE | 889 |

- La resistencia característica exigida es de 750 kg/cm$^2$ para probeta cilíndrica y de 852 kg/cm$^2$ para probeta cúbica

El factor de conversión adoptado es por tanto 0,88 .

## 5. COMPORTAMIENTO DIFERIDO DEL HAP

### 5.1. Consideraciones generales

En la bibliografía y en las normas existen pocos estudios que den indicaciones precisas sobre algunos parámetros de este tipo de hormigones, como son el módulo de elasticidad y sobre todo la retracción a corto y largo plazo, la fluencia. Esta última tiene dos consecuencias en esta estructura, por un lado influye en el cambio de esquema estático desde tiempo inicial hasta tiempo infinito, y por otro lado influye en las deformaciones diferidas a largo plazo, e incluso las producidas durante el propio proceso constructivo. En el proceso de calculo de la estructura se ha estudiado el proceso constructivo con un modelo lineal sin tener en cuenta los fenómenos reológicos durante la construcción. Con este modelo se han calculado las regulaciones de diagonales que minimizan las flexiones durante el proceso. El cambio de esquema estático se tuvo en cuenta mediante un cálculo simplificado ajustando la apertura en clave de forma que se minimicen las flexiones globales del arco a tiempo infinito. Con los mismos valores de las regulaciones y apertura en clave se repitió el calculo teniendo en cuenta los efectos reológicos durante la construcción, para lo que se realizo un cálculo multipaso teniendo en cuenta además el envejecimiento del módulo de elasticidad en función de la edad de cada elemento.

### 5.2. Módulo de elasticidad

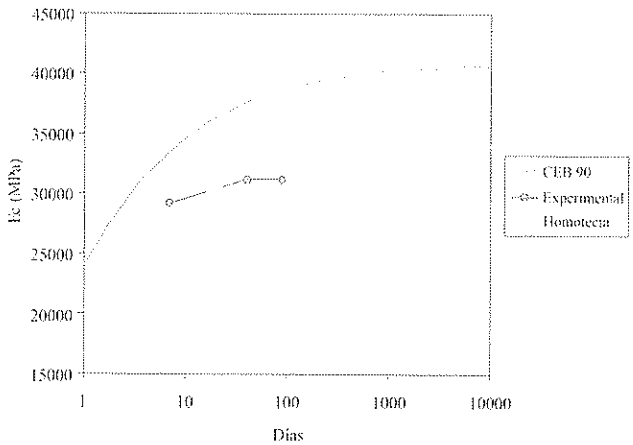
El módulo de elasticidad del hormigón a edad t ≠ 28 días puede estimarse mediante la formulación propuesta por el CEB-90, que para cementos de endurecimiento rápido y con el valor de la resistencia característica de $f_{ck}$ = 75 Mpa tiene la siguiente formulación para la evolución del modulo elasticidad:

$$E_c = 0.85 \cdot 2.15 \cdot 10^4 \cdot \sqrt[3]{\frac{75+8}{10}} = 37001.28 MPa$$

$$E_c(t) = 37001.28 \cdot \sqrt{e^{0.20\left(1-\sqrt{28/t}\right)}}$$

En el cuadro siguiente se recogen los valores del modulo de deformación a 7, 40 y 90 días obtenidos de los ensayos realizados para determinar el modulo de deformación longitudinal.

| | $E_{exp}$ (GPa) | | | |
|---|---|---|---|---|
| Edad | Valores Ens | Valor med | $E_{CM90}$ | $E_{exp}/E_{CM90}$ |
| 7 días | 29.2 | 29.17 | 33.48 | 0.872 |
| | 29.4 | | | |
| | 28.9 | | | |
| 40 días | 30.5 | 31.17 | 37.61 | 0.830 |
| | 31.6 | | | |
| | 31.4 | | | |
| 90 días | 30.1 | 31.17 | 38.67 | 0.807 |
| | 30.1 | | | |
| | 33.3 | | | |
| | | | | ***0.836*** |




Comparando estos valores con los obtenidos al aplicar la fórmula anterior, para esas mismas edades, se obtiene el coeficiente de homotecia de la nueva curva como el cociente de $E_{exp}$ / $E_{CM90}$ . Dicho coeficiente resulta K = 0.836 y así la nueva formulación del modulo de elasticidad para este hormigón, E' pasa a ser la siguiente:

$$E_c'(t) = (0.836 \cdot 37001.28)\sqrt{e^{0.20\left(1-\sqrt{28/t}\right)}} =$$

$$= 30933 \cdot \sqrt{e^{0.20\left(1-\sqrt{28/t}\right)}}$$

### 5.3. Deformaciones diferidas

#### *5.3.1. Método Simplificado*

Dado que la estructura se construye por fases, las cargas se van introduciendo sobre esquemas resistentes evolutivos. Debido a esto, las deformaciones diferidas del hormigón producen esfuerzos variables en el tiempo cuyo valor se determina en este apartado y que denominaremos esfuerzos evolutivos de fluencia.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Si denominamos $S_0$ a los esfuerzos que se producen cuando cada acción se introduce en el esquema resistente correspondiente a su instante de construcción, y se denomina $S_c$ a los esfuerzos teóricos que se producen si todas las acciones actuaran sobre la estructura completa final, se puede obtener de una forma suficientemente precisa el estado de esfuerzos $S_t$ en el instante t mediante la siguiente expresión:

$$s_t = s_0 + (s_c - s_0) \cdot \frac{\phi(t,t_0) - \phi(t_c,t_0)}{1 + \chi \cdot \phi(t,t_c)}$$

De acuerdo con los resultados de los ensayos efectuados hasta la fecha, se observa que la fluencia es menor en los hormigones de alta resistencia que en los convencionales.

El SINTEF FCB estableció una reducción del coeficiente de fluencia de una HAR (80 Mpa) de, aproximadamente, un 25% del correspondiente a un hormigón convencional, en un experimento baja carga mantenida con valores de tensión comprendidos entre el 30% y el 50% de la rotura.

Según el articulado de BAEL/BPEL para hormigones entre 60 y 80 Mpa de resistencia característica, y con humo de sílice en su composición el coeficiente de fluencia toma valores alrededor de $\varphi = 0.8$.

Para hormigones de altas prestaciones con humo de sílice en su formula de trabajo se puede considerar un valor del coeficiente de fluencia próximo a 0.7, por tanto los esfuerzos y deformaciones a tiempo infinito se obtendrán de la expresión:

$$s_\infty = s_0 \cdot e^{-\varphi} + s_c \cdot \left(1 - e^{-\varphi}\right) = s_0 \cdot 0.5 + s_c \cdot 0.5$$

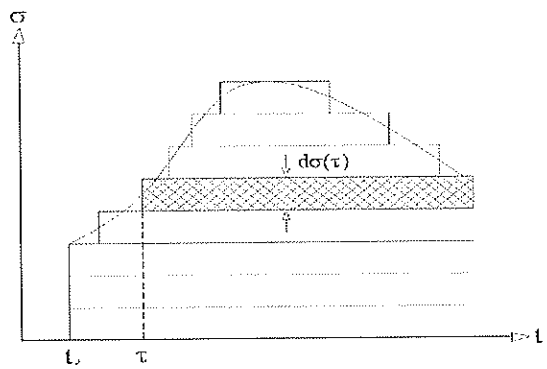
### *5.3.2. Método Multipaso*

El análisis del efecto global de la fluencia en esta estructura, en términos de esfuerzos seccionales y deformaciones, debe llevarse a cabo admitiendo la linealidad, así como la consecuente validez del principio de superposición, para niveles de tensión en servicio de $|\sigma_c| < 0.4 \cdot f_{cm}(t_0)$. El método de superposición, que se basa en la visco-elasticidad lineal, consiste en admitir la adititividad de las deformaciones de fluencia como respuesta de las fuerzas aplicadas. Cuando las tensiones son crecientes en el tiempo, la experiencia ha demostrado que las previsiones de este método están bien contrastadas. Por el contrario, en caso de disminución de la tensión, la recuperación de fluencia prevista es superior al que se mide. Si la disminución de la tensión es pequeña en valor absoluto o relativo, o si va seguida de una recarga significativa, se puede omitir ese fenómeno y utilizar el método descrito en el CEB-90.

Por otra parte la aplicación estricta del método de superposición no es posible salvo si se supone que la higrometría exterior permanece constante (condición que se cumple bastante bien en la isla de La Palma) mientras dure la carga del hormigón.

En base a este principio, la deformación total provocada por una historia de tensiones $\sigma_c(t)$, se obtiene descomponiendo la historia de tensiones en pequeños incrementos de tensión $d\sigma(\tau)$ aplicados a los instantes $\tau$. Se ignora por tanto la variación de tensión en el intervalo y la tensión es siempre igual al valor final. Utilizando la función de fluencia de Bazant-Panula, se define como módulo efectivo la inversa de la función de fluencia.

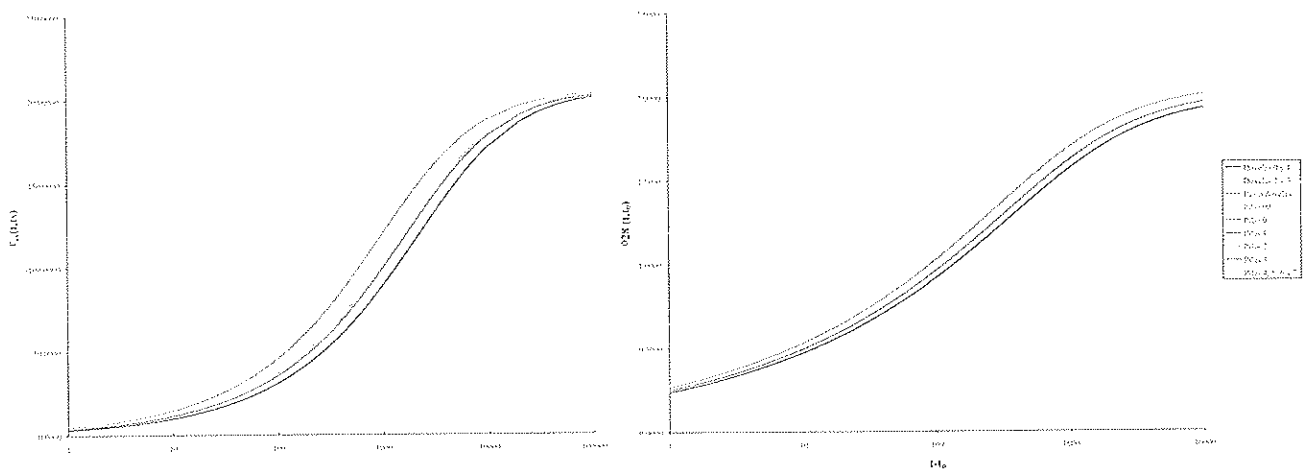
Este método sobrestima la fluencia cuando la tensión es creciente y la subestima cuando es decreciente.




### *5.3.3. Funciones de Retracción y Fluencia*

Se pueden adoptar las funciones de fluencia y retracción del hormigón definidas en el Código Modelo CEB-FIP (1990) siempre que se verifique:

- Hormigón estructural tal que: 12 Mpa < $f_{ck}$ < 80 Mpa
- Sometido a tensiones de compresión: $|\sigma_c| < 0.4 \cdot f_c$ a una edad de $t_o$.
- Expuesto a una humedad relativa del ambiente del 40% al 100%
- Rango de temperaturas de 5º a 30ºC.



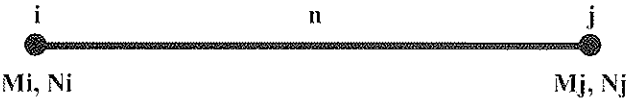


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Dado que todas ellas se cumplen se ha empleado dicha formulación, obteniéndose las consiguientes curvas de retracción y fluencia en función del tiempo para cada elemento.

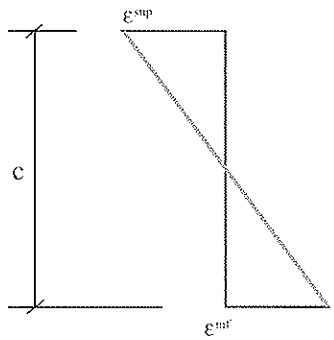
### *5.3.4. Deformaciones por retracción y fluencia*

Dados los esfuerzos en los extremos de una barra "n" se obtienen las tensiones en las fibras superior e inferior de las secciones de ambos extremos de la barra. Teniendo como datos las tensiones del fase a fase se ha realizado un cálculo multipaso, con objeto de evaluar las deformaciones diferidas por efecto de la retracción y la fluencia, para que sumando dichas flechas a las del fase a fase y las propias del carro de hormigonado, poder obtener las contraflechas de construcción.




$$\sigma_i^{sup} = \frac{N_i}{A} + \frac{M_i}{W} \qquad \sigma_j^{sup} = \frac{N_j}{A} + \frac{Mj}{W}$$

$$\sigma_i^{inf} = \frac{N_i}{A} - \frac{M_i}{W} \qquad \sigma_j^{inf} = \frac{N_j}{A} - \frac{M_j}{W}$$




Y por lo tanto una vez obtenidas las deformaciones debidas a la retracción y la fluencia en cada fibra de cada sección a partir de la formulación del CEB-90 se pueden obtener la deformación y curvatura a aplicar a cada una de las barras operando de la siguiente manera:

$$\varepsilon_i = \frac{\varepsilon_i^{sup} + \varepsilon_i^{inf}}{2} \;;\; \chi_i = \frac{\varepsilon_i^{sup} - \varepsilon_i^{inf}}{c}$$

$$\varepsilon_j = \frac{\varepsilon_j^{sup} + \varepsilon_j^{inf}}{2} \;;\; \chi_j = \frac{\varepsilon_j^{sup} - \varepsilon_j^{inf}}{c}$$

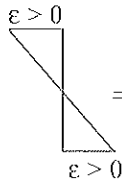
$$\varepsilon_n = \frac{1}{2}\left(\frac{\varepsilon_i^{sup} + \varepsilon_i^{inf}}{2} + \frac{\varepsilon_j^{sup} + \varepsilon_j^{inf}}{2}\right) = \frac{(\varepsilon_i^{sup} + \varepsilon_i^{inf}) + (\varepsilon_j^{sup} + \varepsilon_j^{inf})}{4};$$

$$\Delta T_n = \frac{(\varepsilon_i^{sup} + \varepsilon_i^{inf}) + (\varepsilon_j^{sup} + \varepsilon_j^{inf})}{4\alpha}$$

$$\chi_n = \frac{1}{2}\left(\frac{\varepsilon_i^{sup} - \varepsilon_i^{inf}}{c} + \frac{\varepsilon_j^{sup} - \varepsilon_j^{inf}}{c}\right) = \frac{(\varepsilon_i^{sup} - \varepsilon_i^{inf}) + (\varepsilon_j^{sup} - \varepsilon_j^{inf})}{2c};$$

$$\text{grad } T_n = \frac{(\varepsilon_i^{sup} - \varepsilon_i^{inf}) + (\varepsilon_j^{sup} - \varepsilon_j^{inf})}{2c \cdot \alpha}$$

Donde "$c$" es el canto de la sección y "$\alpha$" el coeficiente de dilatación térmica del hormigón y con el siguiente criterio de signos.

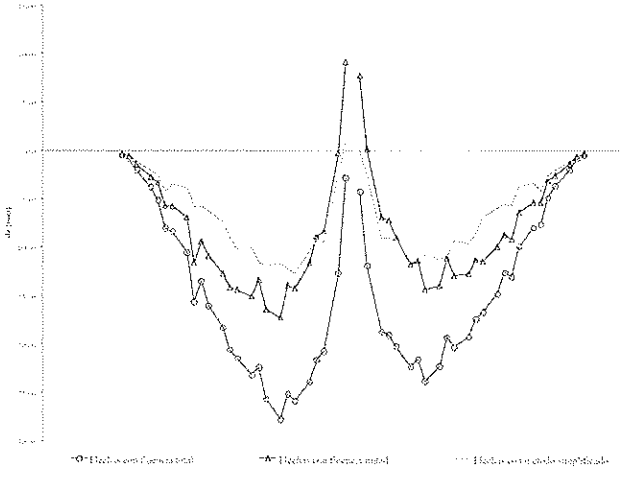
- $\varepsilon > 0 \Rightarrow$ compresiones $\Rightarrow$ Acortamientos $\Rightarrow \Delta T < 0$
- 

$\Rightarrow \chi > 0 \Rightarrow$ grad $T < 0$

### *5.3.5 Conclusiones*

Durante el proceso constructivo se analizaron mas de 120 escalones de carga y en cada uno de ellos se acumulaban las tensiones en la fibra superior e inferior de cada sección debidas al fase a fase y a la propia reología, se calculaba el desplazamiento del plano de deformaciones debido a la retracción que depende únicamente de la edad de ese hormigón y del tiempo transcurrido desde la fase anterior. A esto se le sumaba la traslación y giro del plano de deformaciones debido a la fluencia durante el plazo entre fases. Una vez finalizada la construcción y colocada el resto de cargas permanentes se introdujeron otros 20 escalones de tiempo hasta t =10000 días, comprobándose que con un numero menor de escalones de tiempo, esto es, para intervalos de tiempo muy grandes, se producía cierta inestabilidad en el proceso de calculo. En el gráfico adjunto se puede apreciar al evolución de la flecha por efectos reológicos en el extremo de una de las dovelas del arco desde su hormigonado hasta 10000 días.

Los cálculos se han realizado con un coeficiente de fluencia de $\phi$, y se han repetido con $\phi/2$ que es la fluencia para este tipo de hormigones según el anejo 11 de la EHE, siendo los resultados en deformaciones los que se indican en el gráfico. Si se compara las flechas elásticas más diferidas a tiempo infinito obtenidas por el método simplificado con las flechas obtenidas mediante un cálculo multipaso con $\phi/2$ y con $\phi$ se puede observar la buena coincidencia del método simplificado con el cálculo multipaso con $\phi/2$





Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Del análisis de la instrumentación que se está llevando a cabo en estos momentos se sacarán conclusiones acerca de la fiabilidad del modelo reológico empleado, que al ser altamente dependiente de los parámetros ambientales dificulta su posible ensayo en laboratorio en condiciones de humedad y temperatura similares a las de la obra.

El hecho de tener en cuenta los fenómenos reológicos durante la construcción tiene influencia en deformaciones pero influye mucho menos en tensiones. Otro cálculo paralelo a éste ha sido realizado por la asistencia técnica [Manuel Julia (AEPO)] con conclusiones semejantes.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# El control de calidad en hormigones de alta resistencia

## *Quality control of high strengh concrete*

**Jaime Fernández Gómez**
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático de Edificación y Prefabricación de la E.T.S.
de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la UPM.

### RESUMEN

En este artículo se analizan las diferencias que se plantean al tratar el control de calidad de los hormigones de alta resistencia.

Con respecto a los hormigones convencionales, los HAR necesitan un control de producción más estricto, y los criterios de establecimiento de lotes y de estimación de resistencias requieren adecuarse a la realidad de la distribución estadística de sus resistencias.

También los ensayos en sí presentan particularidades, tanto la medida de la consistencia como la determinación de la resistencia a compresión.

### *SUMMARY*

*In this paper, it is considered the differences in the quality assessment of high strength concrete.*

*Compared with normal concrete, the HSC needs a more strict control of production, and the criteria to establish the batches to control and the estimation of strength require to take into account the statistic distribution of its resistance.*

*The tests have also especial aspects, as well the consistency and the compression strength.*

### 1. INTRODUCCIÓN

La necesidad del control del hormigón, tanto del hormigón como material como de sus componentes, es necesaria en mayor medida para los hormigones de alta resistencia.

En los hormigones de resistencia habitual, las condiciones de durabilidad y de fabricación garantizan en gran medida la eliminación de errores importantes en la producción del hormigón, cosa que no ocurre en los hormigones de alta resistencia, en los cuales existe mayor capacidad de cometer errores y de comprometer la seguridad de las piezas.

Hay que señalar en este aspecto que para un hormigón de resistencia normal el coeficiente de minoración del material, unido al coeficiente de mayoración de acciones, colocan los niveles tensionales del hormigón en servicio en un umbral que para alcanzarlo se tendrían que dar circunstancias muy adversas. Sin embargo, en el caso de los hormigones de alta resistencia esta situación no se da, y por lo tanto el compromiso de la fabricación y del control del hormigón es mayor. Como ejemplo podemos señalar que en un hormigón de 25 MPa de resistencia, su nivel tensional en servicio sería del orden de unos 11 MPa, valor al cual solamente se llegaría en el caso de haber cometido errores muy importantes. En el caso de un hormigón de 90 MPa de resistencia característica, el valor de su tensión en servicio sería del orden de 45 MPa, valor que se podría producir simplemente por algún problema en la incorporación de la microsílice o en la dosificación de los aditivos.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Por tanto, la necesidad de un control de producción y de recepción más riguroso es necesaria para garantizar unos niveles de fiabilidad semejantes al aumentar la resistencia del hormigón.

No vamos a entrar a analizar las generalidades del control de producción y de recepción en este caso, por suponer que son las habituales y conocidas ya para todo tipo de materiales en construcción. Simplemente conviene señalar que en el caso de los hormigones de alta resistencia es necesario un control de producción muy cuidadoso, debido a la necesidad de garantizar un producto homogéneo y en el cual no podemos bajar el nivel de control a base de subir la calidad del producto, pues ya estamos hablando de hormigones que se encuentran en los límites de resistencia de lo que racionalmente se puede hacer en una industria. Esto quiere decir que mientras que en un caso normal sobredosificando el hormigón la planta podría soportar una instalación de precisión inferior, en el caso de estos hormigones eso no sería posible.

A continuación vamos a tratar de forma general los aspectos más destacables del control de este tipo de hormigones, dado que su filosofía general es la misma que para los hormigones ordinarios.

## 2. MATERIAS PRIMAS

Las materias primas requieren un control más cuidadoso que en los hormigones normales. En particular, las condiciones de la arena en cuanto a su equivalente de arena y contenido de finos deben de ser controladas de una forma mucho más frecuente, debido a las diferencias en la demanda de agua que pueden provocar.

Entendemos que es difícil dar criterios de carácter general, pero como mínimo debe de mantenerse un control de producción equivalente al que actualmente realizan las plantas de hormigón preparado en el caso de estar certificadas por un agente externo, y debe realizarse en todos los casos un control de recepción en obra que al menos analice todos los materiales componentes al inicio de la misma, y la arena con una periodicidad de al menos 3 meses.

Los aditivos requieren control especial, debiendo analizarse sus propiedades al comienzo de la obra mediante los ensayos previos correspondientes y teniendo documentadas sus características técnicas. El control en obra debe realizarse verificando que se utiliza realmente el aditivo autorizado.

## 3. ENSAYOS PREVIOS Y CARACTERÍSTICOS

En el caso de los hormigones de alta resistencia es siempre preceptivo realizar ensayos previos y característicos, dado que raramente puede existir una experiencia de uso equivalente en cada caso, y en general cada dosificación debe de ser probada tanto en laboratorio como con los medios que se vayan a emplear para fabricar el hormigón de la obra.

Los ensayos característicos pueden dar además información sobre otros aspectos muy necesarios para el control de la obra, como por ejemplo relaciones de resistencia a 7 y 28 días, dispersión esperable de los hormigones, etc.

## 4. CONTROL ESTADÍSTICO DEL HORMIGÓN

En cuanto al control estadístico del hormigón, el planteamiento extrapolado de las instrucciones que contemplan los hormigones normales puede no ser acorde con la realidad. El hormigón de alta resistencia suele utilizarse en unos elementos muy concretos, por ejemplo en las estructuras de edificación en los pilares, y por lo tanto la separación en lotes de control por elementos estructurales puede no tener sentido y hay que centrarla en períodos de tiempo. También la intensidad de control debe de ser replanteada en cada caso, pues muchas veces los criterios de establecimiento por volumen de hormigón pueden llevar a controles que no tengan mucho sentido estadístico por escasez de muestreo.

La Instrucción EHE tiene un Anejo en el cual trata el problema específico del Hormigón de Alta Resistencia, aunque el tema del control no está suficientemente considerado. La limitación para el establecimiento de los lotes de control no tiene en cuenta el criterio de número de amasadas, el cual consideramos que puede ser muy limitante. Con el criterio de volumen que plantea (50 $m^3$) para el establecimiento del número de lotes, y teniendo en cuenta la resistencia ($N \geq 6$), resultaría un control del 100% en el caso de emplear hormigón de planta suministrado en camiones.

Entendemos que en la práctica, y como mínimo, no debería de dejar de muestrearse al menos un camión de cada cuatro, en el caso de empleo de camiones hormigonera, o una amasada de cada diez, en el caso de utilizar una hormigonera de obra de volumen inferior a 1 $m^3$.

El empleo de los sistemas de estimación de resistencia utilizados para los hormigones convencionales no son de aplicación tampoco en este caso.

Recientemente se ha publicado la "Guide to Quality Control and Testing of High Strength Concrete" del ACI (1), la cual trata la problemática del control de este tipo de hormigones.

Los estimadores que se basan en una distribución de la población muchas veces tienen en cuenta poblaciones distribuidas de forma diferente de la correspondiente a los hormigones de alta resistencia.

En el Cuadro nº 1 se recogen los resultados del control del hormigón realizado en el edificio INTER FIRST PLAZA de Dallas, analizado según Cook. Como puede verse se manejan valores de la desviación estándar inferiores a los 6 MPa, con coeficientes de variación que no llegan en ningún caso al 8% y probabilidades de fallo muy bajas.


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

**Cuadro núm. 1. Control del hormigón del edificio INTER FIRST PLAZA, según COOK**

| CONCEPTO | CONTROL DE PRODUCCIÓN | | | CONTROL DE RECEPCIÓN | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 28 días | 56 días | 180 días | 28 días | 56 días | 180 días |
| Número de ensayos, n | 139 | 139 | 138 | 422 | 415 | 381 |
| Resistencia media, $\bar{x}$ (MPa) | 77,2 | 83,4 | 92,9 | 76,9 | 83,3 | 92,4 |
| Desviación estándar, S (MPa) | 4,7 | 4,7 | 5,0 | 5,9 | 5,9 | 5,5 |
| Coeficiente de variación, V (%) | 6,1 | 5,7 | 5,4 | 7,7 | 7,1 | 6,0 |
| Resistencia estimada, $f_{cm}$ (MPa) | 71,0 | 77,1 | 86,2 | 69,0 | 75,4 | 85,1 |
| Moda, Mo (MPa) | 76,9 | 83,6 | 93,7 | 78,6 | 85,1 | 94,8 |
| Asimetría, $\sqrt{ß_2}$ | +0,1185 | –0,0797 | –0,3377 | –0,5645 | –0,6120 | –0,8846 |
| Curtosis, $ß_2$ | 3,218 | 3,174 | 3,410 | 4,095 | 3,676 | 3,962 |
| Probabilidad de obtener un valor en ensayo inferior a $f_c$ (área de la curva normal) | 1 en 900 | | | 1 en 132 | | |
| Probabilidad de obtener un valor en ensayo inferior a $f_c$ (área de la curva asimétrica) | 1 en 1.200 | | | 1 en 1.400 | | |

Puede citarse casi como un récord el control de la construcción del edificio PACIFIC FIRST CENTER en Seatle, en el cual se utilizó un hormigón de 124 MPa de resistencia a 56 días de edad. De la fabricación de este hormigón, con un volumen total de 8.000 $m^3$, se obtuvo un coeficiente de variación final para la población del 1,53%, muy lejos de los que suelen conseguirse habitualmente con los hormigones normales.

Desde este punto de vista, hay que utilizar estimadores para la estimación de la resistencia característica que tengan en cuenta la dispersión real del hormigón fabricado. En esta línea en la revisión de la Instrucción EHE se está trabajando para conseguir un sistema de estimación de las resistencias características que tenga en cuenta la dispersión real de la población del hormigón, sin hacer ningún supuesto previo como viene haciéndose actualmente.

## 5. ENSAYOS DE LA MEDIDA DE LA CONSISTENCIA

Los hormigones de alta resistencia se basan en la utilización de unas relaciones A/C muy bajas, que pueden llegar a 0,27, gracias a la incorporación de aditivos superfluidificantes de última generación.

Debido a ello, y a pesar de la cantidad de agua incorporada (del orden de 130 $l/m^3$), pueden conseguirse hormigones de muy elevada consistencia, y que pueden ponerse en obra en muchos casos sin la ayuda de elementos de compactación. Estos hormigones se denominan autocompactables, y por sus condiciones reológicas necesitan un control especial de la consistencia, debido a que el ensayo habitual del asiento en cono de Abrams no es de aplicación en su caso.

Si los hormigones de alta resistencia poseen consistencias habituales, pueden ser controlados mediante el asiento en cono de Abrams. Si además son hormigones autocompactables, hay que utilizar otros ensayos para la medida de consistencia. Los más significativos son:

- Ensayo de fluidez, que mide la capacidad de la autocompactación.
- Ensayo de escurrimiento, que mide la consistencia a través del tiempo de deformación necesario para que un tronco de cono de hormigón fresco alcance una superficie.
- Ensayo de flujo en "L", que mide la capacidad de paso de este hormigón a través de una abertura horizontal.

## 6. ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN

En cuanto al ensayo de control de la resistencia del hormigón, pensamos que existen tres aspectos que necesitan analizarse de cara a una futura normalización:

- Edad de referencia para el ensayo
- Tipo de probeta y realización del ensayo
- Curado inicial y curado en cámara estándar

En cuanto al primero de ellos, hay que señalar que estos hormigones, debido a sus características, tienen una evolución de resistencia mucho más rápida que la de los hormigones normales, aunque también tienen una evolución posterior que no es despreciable. Esto quiere decir que la resistencia a los 7 días puede estar por encima del 80% de la resistencia a los 28 días, y sin embargo existir un crecimiento también relativamente notable entre 28 y 56 ó 90 días.


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

La elección de los 28 días como edad de ensayo en la cual la evolución de resistencias está ya prácticamente estabilizada (y no antes) se pone en cuestión en este caso. Por lo tanto, parece que hay que actuar en dos sentidos. Por un lado hay que tener en cuenta las resistencias reales a la edad de entrada en carga de la estructura, considerando como resistencia de proyecto la real en ese momento. (Esto se ha tenido en cuenta en muchos proyectos realizados con estos hormigones). También derivado de esto parece razonable utilizar como resistencia contractual una resistencia a una edad más temprana que 28 días, habida cuenta del conocimiento de la curva de endurecimiento.

En cuanto a la probeta utilizada para el ensayo, prácticamente se están utilizando, dependiendo de los países, probetas cúbicas de 100 mm de lado, de 150 mm de lado, cilíndricas de 100x200 y cilíndricas de 150x300. La utilización de probetas de gran superficie conlleva a tener que utilizar prensas de mayor capacidad, que en el caso de las probetas cúbicas, y a la vista de lo recogido en el Cuadro nº 2, puede verse que es relativamente importante. También hay que tener en cuenta en este aspecto que para que la prensa sea fiable a largo plazo no debe de utilizarse de una forma sistemática por encima del 70% de su capacidad de carga.

Las probetas cilíndricas necesitan ser refrentadas para que el ensayo sea representativo. En la actualidad existen muchas investigaciones referentes a la capacidad de los métodos de refrentado que pueden utilizarse en este tipo de hormigones.

En el Cuadro nº 3 y en la Figura nº 1 se recogen resultados de algunas investigaciones que reflejan la influencia que puede tener el refrentado en la resistencia del hormigón.

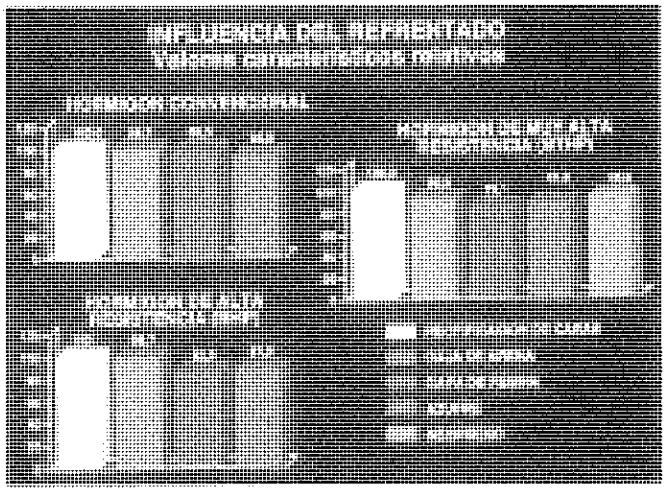


Figura 1.

Básicamente a nivel general en la literatura el único medio aceptado para todo tipo de hormigones, y que se adopta además como referencia, es el método del pulido. Hay que señalar que es un método que no permite el tratamiento de forma generalizada, debiendo aplicarse en la actualidad de una forma relativamente poco automatizada.

**Cuadro n.º 2: Carga de rotura de un HAR en función de la probeta utilizada**

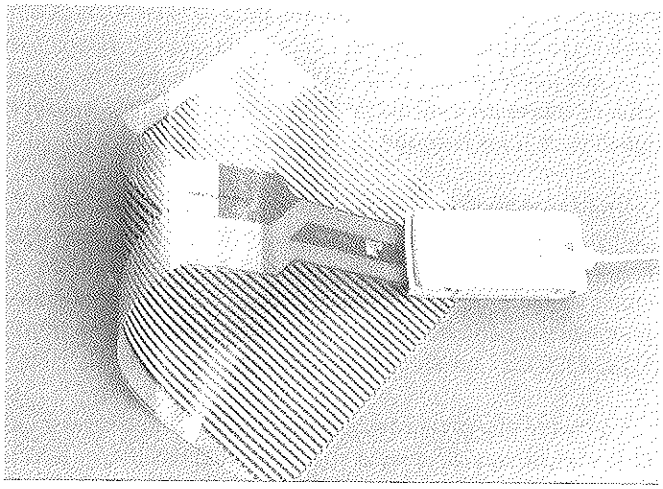
| Tensión de rotura en probeta cilíndrica de 150 mm de diámetro | Tipo y dimensiones (mm) de probeta | Coeficiente de conversión considerado | Carga de rotura (t) |
|---|---|---|---|
| 80 MPa | Cúbica (a = 100) | 0,80 | 100,0 |
| | Cúbica (a = 150) | 0,80 | 225,0 |
| | Cúbica (a = 200) | 0,83 | 385,5 |
| | Cilíndrica ($\phi$ = 100 ; h = 200) | 0,97 | 64,8 |
| | Cilíndrica ($\phi$ = 150 ; h = 300) | 1,00 | 141,4 |
| | Cilíndrica ($\phi$ = 160 ; h = 320) | 1,00 | 160,8 |

**Cuadro n.º 3. Influencia del refrentado. Valores de resistencia media a 28 días (MPa)**

| Procedimiento empleado | Hormigón convencional | Hormigón de alta resistencia (BHP) | Hormigón de muy alta resistencia (BTHP) |
|---|---|---|---|
| Rectificación de caras | 58,9 (1,6) | 75,4 (2,0) | 119,2 (3,1) |
| Caja de arena | 58,9 (1,6) | 73,6 (1,6) | 112,3 (4,8) |
| Capa de resina | 58,3 (1,3) | 71,1 (6,2) | 107,6 (12,8) |
| Capa de azufre | 56,3 (2,0) | 67,9 (3,0) | 102,8 (5,3) |
| Método americano (Discos de neopreno, e = 14 mm) | — | — | 109,1 (4,0) |

NOTA: Los números entre paréntesis corresponden a la desviación típica de cada muestra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Fotografía n.º 1. Galga para la medida de la distribución de presiones en el refrentado.



Fotografía n.º 2. Ensayo de una probeta con medida de la distribución de presiones en el refrentado.

En investigaciones realizadas en INTEMAC, con el empleo de galgas de presión especiales para ver la distribución de presiones sobre la cara de la probeta, se han probado diversos tipos de refrentado (véanse fotografías nºs 1 y 2). El mortero de azufre habitual, con 3 mm de espesor, se ha manifestado como conveniente para resistencias inferiores o iguales a los 80 MPa, lo cual abre un amplio campo de posibilidades. La misma guía de la ACI antes citada permite la utilización del refrentado con mortero de azufre para hormigones de hasta 70 MPa de resistencia.

En cuanto a los coeficientes de conversión entre los diferentes tipos de probetas, en el Cuadro nº 4 se recogen los resultados de una investigación realizada en INTEMAC sobre probetas cilíndricas y diferentes ensayos. Puede verse que aunque las probetas cilíndricas de 100 mm y 150 mm son prácticamente equivalentes en el ensayo a compresión y para la determinación del módulo de deformación, tienen diferencias muy notables en el ensayo de tracción indirecta.

En cuanto al uso de probetas cúbicas, los coeficientes de conversión varían al aumentar la resistencia del hormigón, debido a que el efecto de zunchado de los platos de la prensa se atenúa debido a la menor deformación transversal de estos hormigones. Para hormigones de muy alta resistencia, el coeficiente llega a ser del orden de la unidad, lejos del 0,80 manejado para hormigones normales. En el Cuadro nº 5 se recogen los resultados de ensayo del trabajo de Alaejos y Fernández Cánovas (2), en los cuales puede verse este fenómeno.

Esto nos lleva a replantear cuál puede ser la probeta idónea para ensayar este tipo de hormigones. Debido a la dependencia del coeficiente de conversión de la probeta cúbica con la resistencia del hormigón, en el control de este tipo de hormi-

**Cuadro n.º 4. Correlación entre probetas cilíndricas 150/300 y 100/200.**

| Tamaño de probeta empleado | Compresión (MPa) | | | Tracción indirecta (MPa) | | | Módulo de deformación (GPa) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Edad del hormigón (días) | | | Edad del hormigón (días) | | | Edad del hormigón (días) | | |
| | 7 | 28 | 90 | 7 | 28 | 90 | 7 | 28 | 90 |
| (A) $\phi$ = 150 mm ; h = 300 mm | 68,2 | 83,0 | 93,9 | 4,10 | 4,35 | 5,20 | 35,0 | 38,0 | 40,0 |
| (B) $\phi$ = 100 mm ; h = 200 mm | 71,8 | 86,4 | 96,1 | 5,75 | 6,40 | 6,90 | 35,7 | 38,1 | 39,8 |
| Relación A/B | 0,95 | 0,96 | 0,98 | 0,71 | 0,68 | 0,75 | 0,98 | 1,00 | 1,01 |

**Cuadro n.º 5. Relación entre probeta cilíndrica y cúbica. (Alaejos y Fernández Cánovas)**

| Paso de probeta cilíndrica a cúbica: resultados experimentales | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Clase de hormigón | C12 | C20 | C30 | C40 | C50 | C60 | C70 | C80 | C90 | C100 | C110 |
| $f_{ck}$ Cilindro | 12 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 110 |
| $f_{ck}$ Cubo | 15 | 25 | 37 | 50 | 60 | 70 | 80 | 88 | 95 | 101 | 110 |



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

gones suelen utilizarse las probetas cilíndricas de esbeltez 2, tanto de 100 mm como de 150 mm de diámetro. Ambas son recomendadas por la guía del ACI antes citada y son las que habitualmente se han empleado en los trabajos de investigación.

En cuanto al ensayo en sí normalmente se requiere, debido a la rotura explosiva de estas probetas (véase Fotografía nº 3), que las prensas sean más rígidas y de una capacidad superior a los máximos valores que se pretende aplicar, al menos en un 20%.

También se ha investigado el efecto que tiene la velocidad de carga en el valor último de la carga de rotura, existiendo autores que señalan que la influencia de la velocidad de carga puede llevar a variaciones de la carga de rotura del orden de un 3%, con mayor sensibilidad que para los hormigones normales. De acuerdo con nuestra experiencia, la velocidad especificada por la norma UNE 83304:84, que implica la aplicación de una tensión media de 0,5 ± 0,02 MPa/seg, es aplicable igualmente a los hormigones de alta resistencia.



Fotografía n.º 3. Ensayo de una probeta de hormigón H-100.

Con respecto al curado inicial, parece detectarse que debidamente protegidas las probetas de hormigones de alta resistencia son menos sensibles a las condiciones extremas de curado inicial, pudiendo aguantar de una forma satisfactoria intervalos superiores al de 16-27º C prescrito por la norma UNE 83301:91 sin diferencias apreciables en la resistencia.

En cuanto al curado en cámara estándar hay que señalar que el fenómeno que se aprecia en los hormigones de resistencia normal, referente a que las probetas ensayadas secas poseen una resistencia superior a las ensayadas saturadas, en este tipo de hormigones no se manifiesta con claridad, debido a procesos de deshidratación que se pueden producir por secado.

En el Cuadro nº 6 se recogen los resultados de una investigación realizada en INTEMAC sobre la evolución de resistencias de probetas curadas en diferentes condiciones.

Puede verse que la incidencia de la temperatura de curado no se manifiesta con la misma intensidad en este tipo de hormigones, pudiendo por tanto aceptarse como válido el procedimiento de curado estándar habitual.

## BIBLIOGRAFÍA

(1) "Guide to Quality Control and Testing of High-Strength Concrete". American Concrete Institute (ACI).

(2) ALAEJOS, P.; F. CÁNOVAS, M. "El control de Calidad del Hormigón de Alta Resistencia". Ingeniería Civil, 1997.

(3) BOULAY, C. "La boite à sable, pour bien écreser les bétons à hautes performances". Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Nov/Dec. 1989.

**Cuadro n.º 6. Influencia de las condiciones de curado en las características mecánicas del hormigón**

| Condiciones de curado | Compresión (MPa) | | | Tracción indirecta (MPa) | | | Módulo de deformación (GPa) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Edad del hormigón (días) | | | Edad del hormigón (días) | | | Edad del hormigón (días) | | |
| | 7 | 28 | 90 | 7 | 28 | 90 | 7 | 28 | 90 |
| T = 20º C ± 1º C HR = 100 % | 74,9 | 80,6 | 93,1 | 5,8 | 6,7 | 7,0 | 34,7 | 37,8 | 41,8 |
| T = 5º C ± 1º C HR = 100 % | 63,0 | 74,1 | 87,3 | 5,4 | 6,1 | 6,5 | 32,2 | 35,8 | 39,3 |
| T = 30º C ± 1º C HR = 100 % | 78,4 | 84,8 | 92,1 | 6,0 | 6,8 | 7,1 | 37,0 | 39,2 | 41,8 |
| T = 30º C ± 2º C HR = 40 % | 77,2 | 85,6 | 89,3 | 6,5 | 6,8 | 6,9 | 35,2 | 36,2 | 36,4 |



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

(4) CARRASQUILLO, R.L. "Effect of using unbonded capping systems on the compressive cylinders". ACI Materials Journal, May-June 1988.

(5) GAYNOR, R.D. "Studies of capping procedures for concrete cylinders. Effects of type of material and cap thickness (Series J-128)". Newsletter, National Ready Mixed Concrete Association, Silver Spring, Nov. 27, 1964.

(6) GONZÁLEZ ISABEL, G. "Hormigón de Alta Resistencia". INTEMAC 1993.

(7) HELD, M. "Research results concerning the properties of high strength concrete". Darmstadt Concrete, Vol. 5 – 1990, Technische Hochschule Darmstadt, Alexanderstrasse 5 Darmstadt, Germany.

(8) HESTER, W.T. "Field testing high-strength concretes". A critical Review of the State-of-the-Art. Concrete International. December 1980.

(9) NICOLAY, J. "Influencias de los métodos de ensayo en la resistencia a compresión del hormigón". Congreso Intercontinental del Hormigón Preparado. Madrid 1992.

(10) POMEROY, C.D. "The effect of curing conditions and cube size on the crushing strength of concrete". Technical Report nº 42.479, Cement and Concrete Association, London 1972.

(11) SHEEHAN, T. "High Strength Concrete". Concrete, November/December 1991.

(12) SMEPLASS, S. "High strength concrete. SP4 – Material Design. Report 4.4 Mechanical properties – normal density concrete" STF65 F89020 – FCB – SINTEF 7034 Trondheim, Norway.

(13) WERNER, G. "The effect of type of capping material on the compressive strength of concrete cylinders". Proceedings, ASTM, V.58, 1958, pp. 1166-1186.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



# Nos ponemos en tu piel



Estudios recientes han demostrado que el CROMO (VI), presente en pequeñas cantidades en el cemento, puede producir durante su manipulación algún tipo de reacción alérgica. En CEMEX ESPAÑA hemos reducido al mínimo el CROMO (VI) de nuestros cementos conservando la misma calidad de siempre. Porque para nosotros la salud es una preocupación constante.

CEMEX ESPAÑA, PRODUCTOS AVANZADOS.

CEMENTO

SIN

CROMO (VI)*

* Contiene menos del 0,0002% de Cromo (VI) soluble respecto al peso total seco del cemento (R.D. 255/2003 de 28 de febrero

902 23 63 93
www.cemex.es

CEMEX ESPAÑA
LA MARCA DE CEMENTO

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Características técnicas y aplicaciones con hormigón ligero

## *Light weight concrete properties and applications*

**Isabel Gayo Martín-Nieto**
Ingeniero de Caminos

OPTIROC ESPAÑA

### RESUMEN

Los hormigones ligeros son, en muchas circunstancias, una alternativa fácil y eficaz para solucionar los problemas derivados del peso de algunas estructuras. Las propiedades mecánicas del hormigón ligero van a depender directamente de la densidad aparente del mismo, y esta, a su vez del tipo y de la proporción de árido ligero utilizado. Se han llegado a fabricar hormigones ligeros de hasta 80 MPa de resistencia a compresión. La resistencia a tracción y cortante así como el módulo elástico se ven reducidos , siempre dependiendo de la densidad del hormigón ligero, respecto de la de un hormigón convencional de la misma resistencia a compresión. Sus especiales características térmicas y refractarias les hacen especialmente útiles en aquellos elementos sometidos a temperaturas extremas e incluso al fuego.

### *SUMMARY*

*The light weight concretes are in many circumstances an easy and effective alternative to solve problems related to the weight of some structures. The mechanical properties of the light weight concrete will depend directly on the apparent density of the concrete itself and at the same time, the density depends on the proportion of the used light weight aggregates. Even light weight concretes, with a compressive strength up to 80 MPa, have been manufactured.*

*In this concrete the pull out strength and the shear strength, as well as the Young's modulus, are reduced - always depending on the density of the light weight concrete - in comparison with a conventional concrete with the same compressive strength.*

*Its special thermal and fireproof characteristics make it particularly useful in those elements that are exposed to high temperature or fire.*

### 1. INTRODUCCIÓN

La generalización del empleo del hormigón durante el siglo XX ha supuesto un gran paso adelante en la ingeniería y la arquitectura. Sus extraordinarias posibilidades de puesta en obra, versatilidad, comportamiento mecánico y economía han hecho del hormigón un material imprescindible en la construcción desde que en 1824 Aspdin obtuvo la primera patente de cemento Portland.

El hormigón tiene, sin embargo, en algunas ocasiones un grave inconveniente: su elevada densidad. Desde tiempos remotos se han ensayado distintos mecanismos para aligerar el hormigón, desde la introducción de aire en la masa (hormigones sin finos, hormigón celular), hasta la utilización de adiciones orgánicas como cáscara de cereales, viruta de madera, etcétera.

Las resistencias a compresión que se consiguen con estos sistemas son por lo general muy bajas. Sin embargo, la introducción de áridos ligeros manufacturados ha permitido revo-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

lucionar los hormigones ligeros llegándose a alcanzar resistencias de hasta 100 MPa con densidades inferiores a 2.000 kg/m$^3$.

## 2. BREVE HISTORIA DEL HORMIGÓN LIGERO

La primera utilización de que se tiene conocimiento de un hormigón ligero se remonta al siglo II A.C., fecha de la construcción del Panteón en Roma. Para cubrir la bóveda de 44 m de diámetro los ingenieros romanos recurrieron a una argamasa realizada con piedra pómez para aligerar su peso.

Sin embargo, el hormigón ligero estructural no se ha utilizado de forma generalizada hasta el siglo XX, cuando se consiguió fabricar áridos ligeros industriales cuya uniformidad posibilitase la confección de hormigones de mayor resistencia.

Hacia el año 1917, S. J. Hayde desarrolló en América un proceso industrial de expansión de pizarras y arcillas mediante un horno tubular giratorio. Los áridos conseguidos mediante este sistema se aplicaron a la construcción de cascos de buques durante la I Guerra Mundial. El Hotel Park Plaza de St. Louis, el edificio de la South-Western Bell Telephone en Kansas City o la calzada superior del puente de Oakland en San Francisco son ejemplos de una primitiva utilización del hormigón ligero estructural en los años 20 y 30.

Posteriormente, en la II Guerra Mundial se aceleró el desarrollo de los hormigones ligeros estructurales. En los años 50 y 60 se construyeron muchos edificios con estructura total o parcial de hormigón ligero, como el Prudential Life Building en Chicago, de 42 plantas, o la cúpula de la Terminal de la TWA en el aeropuerto de Nueva York, obra de Eliel Saarinen.

Frente al desarrollo alcanzado en los Estados Unidos y Canadá, la producción y uso del hormigón ligero estructural en otros países se ha ido imponiendo con notable retraso. Sin embargo, hoy en día existe una importante producción en países europeos como Alemania, Gran Bretaña, Noruega o Italia.

## 3. TIPOS DE ÁRIDOS LIGEROS

Clasificación según su naturaleza

| | |
|---|---|
| **Naturales no elaborados** | – Puzolanas.<br>– Travertinos<br>– Lapilli<br>– Escorias<br>– Tobas volcánicas<br>– Diatomitas<br>– Conchas machacadas<br>– Piedra pómez |
| **Naturales elaborados** | – Arcilla expandida<br>– Esquisto expandido<br>– Pizarra expandida<br>– Vermiculita<br>– Perlita expandida<br>– Diatomita expandida<br>– Obsidiana expandida<br>– Arcilla sinterizada<br>– Esquistos sinterizados |
| **Industriales no elaborados** | – Escoria de alto horno<br>– Cenizas volantes |
| **Industriales elaborados** | – Escoria expandida<br>– Espuma de escoria<br>– Cenizas expandidas<br>– Cenizas sinterizadas |
| **Orgánicos** | – Partículas de plástico<br>– Cáscara de cereales<br>– Virutas celulósicas |


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

**Perlita**

La perlita es un producto del calentamiento de vidrios volcánicos a temperaturas entre 900 y 1.100 ºC. Se trata de rocas vítreas ricas en sílice, de color oscuro y con una elevada dureza (5,5 a 7 en la escala de MOHS).

Es un material ultraligero de uso principal en aislamiento debido a su baja conductividad y a su ligereza (30 a 180 kg/m$^3$). Sin embargo, su resistencia a compresión es muy baja (inferior a 0,5 MPa).

**Vermiculita**

La vermiculita exfoliada es un árido muy ligero (50 a 125 kg/m$^3$), de color amarillo claro a marrón oscuro, que se obtiene por cocción de ciertos filosilicatos a temperaturas entre 900 y 1.100 ºC.

Se presenta en forma de un apilamiento de láminas inelásticas, de dureza similar a la mica (1,5 a 2,5 en la escala de MOHS).

**Puzolanas**

Es un roca natural formada por escorias volcánicas, de textura escoriácea y alveolar. Debido a la existencia de escorias soldadas es preciso hacer un machaqueo y calibrado previos a su uso comercial.

Tiene una composición muy variable, con altos contenidos en sulfuros, resultado de la percolación de fumarolas. Su resistencia es muy variable por la poca homogeneidad del material por lo que no es adecuada para usos estructurales.

**Esquisto y pizarra expandidos**

De composición muy parecida a la arcilla expandida, tienen un proceso de fabricación muy semejante, en hornos rotatorios.

Los esquistos tienen un contenido en carbono entre el 4 y el 10%, con una temperatura de expansión más alta (1.350 a 1.400 ºC). Por lo demás no existen grandes diferencias.

Su aplicación, debido a una densidad más elevada, se da prioritariamente en hormigones estructurales y prefabricados, no usándose con fines aislantes por lo general.

**Escoria y ceniza sinterizada**

La escoria es un subproducto de la fabricación del hierro y las cenizas se producen principalmente en las plantas térmicas.

El proceso de sinterización consiste en la fusión de la escoria o la ceniza machacada entre sí formando pellets (partículas de forma más o menos cilíndrica) ligeros.

Su densidad es muy alta por lo que su uso fundamental es para la realización de hormigones estructurales

**Arcilla expandida**

La arcilla expandida es el árido ligero más versátil que se conoce. Tiene un rango de aplicación que cubre desde los hormigones aislantes (550 kg/m$^3$) hasta hormigones de alta resistencia con densidades inferiores a 2.000 kg/m$^3$.

Observada en el microscopio, la arcilla expandida presenta una estructura porosa cerrada formada por los gases producidos por la materia orgánica incinerada durante el proceso de fabricación.

En esta estructura de poros no comunicados está el origen de todas las altas prestaciones de la arcilla expandida.

**Ligereza**

Es la propiedad fundamental de los áridos ligeros, como su propio nombre indica. La expansión, en su grado máximo, alcanza 5 veces el volumen inicial lo que representa una den-

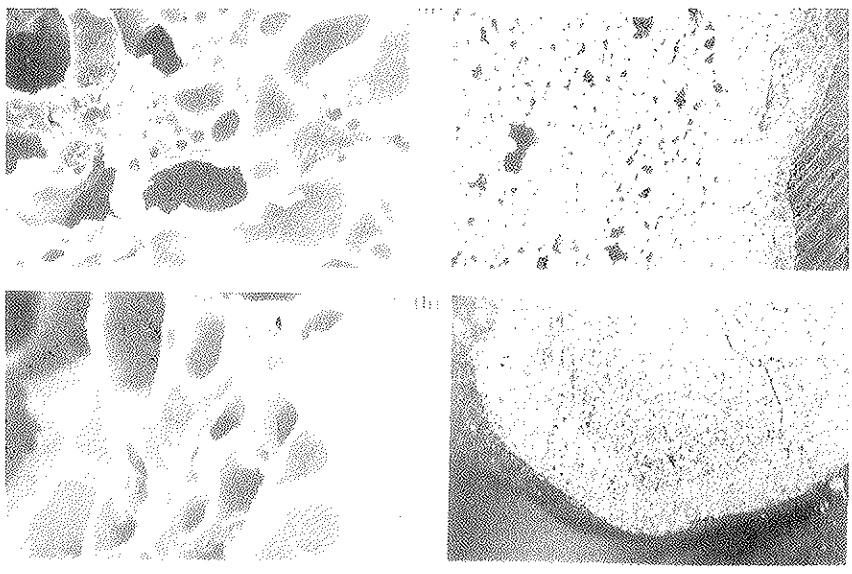


Foto 1. Arcilla expandida vista al microscopio.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

sidad 5 veces inferior a los áridos naturales, aproximadamente 300 kg/m$^3$ en la arcilla expandida más ligera.

La flexibilidad de la fabricación permite realizar áridos ligeros de distintas densidades dependiendo del tipo de hormigón del que vayan a formar parte. Las arcillas expandidas de densidades más bajas se utilizan con fines aislantes, mientras que las de densidades superiores (500 –700 kg/m$^3$) se aplican a la fabricación de hormigones ligeros estructurales.

**Aislamiento térmico y acústico**

El aire en reposo es el mejor aislante que se conoce. La fina estructura reticular de la arcilla expandida conforma multitud de cámaras microscópicas de aire que confieren a la arcilla su capacidad aislante, con conductividades de hasta 0,073 Kcal/h.m.ºC.

La arcilla expandida es un magnífico aislante acústico, sobre todo ante ruidos de impacto que se propagan por vibraciones de baja frecuencia. La estructura porosa del material amortigua las vibraciones, disipando la energía acústica.

**Resistencia al Fuego**

La arcilla expandida es un material cerámico y refractario. Tiene un punto de fusión superior a los 1.200 ºC y, además, la ausencia de materia orgánica en su composición (ya que ésta se volatiliza durante el proceso de fabricación) anula la emisión de gases tóxicos a altas temperaturas.

**Durabilidad**

La arcilla expandida es un material completamente inerte, completamente estable a los ataques químicos y resistente a las heladas.

## 4. HORMIGONES LIGEROS ESTRUCTURALES

Se entiende por hormigones ligeros estructurales aquellos hormigones cuya densidad en seco se encuentra entre 1.000 y 2.000 kg/m$^3$ y que tienen una resistencia a compresión superior a 25 MPa.

### 4.1. Propiedades del hormigón estructural arlita

*4.1.1. Densidad*

La densidad del hormigón ligero varía entre 650 y 2.000 kg/m$^3$ dependiendo de la dosificación, pero sólo las densidades superiores a 1.400 kg/m$^3$ se utilizan con fines estructurales.

*4.1.2. Resistencia a compresión simple*

El comportamiento mecánico del hormigón ligero difiere ligeramente del de otros hormigones debido a la menor resistencia de los áridos y su mayor solidaridad con la matriz circundante.

En el hormigón ligero la fase menos resistente es el árido. Además, la similar elasticidad de ambas fases junto con una mejor adherencia árido-pasta hacen que el hormigón trabaje de forma más homegénea. Como consecuencia, el hormigón ligero no rompe por dislocación entre las fases sino al ceder el árido colapsando la estructura de descarga del mortero. La línea de fractura atraviesa, por tanto, los áridos, al revés que en el hormigón corriente, donde la rotura se produce por fractura del mortero y separación entre las fases, resultando en una línea que bordea los granos del árido.

Los factores que afectan la resistencia de un hormigón ligero son:

1. Resistencia y tipo de áridos utilizados. El techo de resistencia depende del árido, y en los hormigones ligeros está en torno a los 80 MPa con adiciones de humo de silice. La utilización de áridos ligeros de mayor densidad (700 kg/m3) aumentará la resistencia del hormigón, al igual que la sustitución parcial de áridos ligeros por áridos finos naturales.

2. Contenido en cemento. En general, para alcanzar la misma resistencia, un hormigón ligero necesita más cemento que un hormigón convencional. Para hormigones de resistencias superiores a los 40 MPa esta proporción aumenta.

3. Edad. El hormigón ligero tiene un endurecimiento inicial más rápido que el hormigón corriente, alcanzando normalmente el 80% de la resistencia máxima a los 7 días, pero luego tiene un proceso retardado de fraguado debido a la liberación paulatina del agua contenida en los áridos.

*4.1.3. Resistencia a cortante*

Hay que distinguir entre el comportamiento a corto y a largo plazo. A corto plazo la resistencia a cortante del hormigón normal es ligeramente superior a la resistencia del hormigón ligero. Esto es debido a que en el hormigón convencional el fallo por cortante se produce bien por la separación de los granos de la masa o bien por que se haya agotado la resistencia a tracción del mortero de cemento, pero nunca, o rara vez, porque se hayan roto los granos. De esta forma las pequeñas fisuras iniciales que produce el cortante no son indicativas del agotamiento puesto que los granos que bordean la fisura forman un ensamblaje dentado necesitando la pieza cortantes superiores para llegar al agotamiento.

Como hemos visto anteriormente en el hormigón ligero la fisura atraviesa los granos no produciéndose el engranaje antes mencionado, por lo tanto, después de la primera fisura no puede esperarse resistencia al esfuerzo cortante, lo que se traduce en un comportamiento respecto al cortante ligeramente inferior.

Por ello se considera que, a corto plazo, la resistencia a cortante de un hormigón ligero es un 10% menor que la de un hormigón normal.

Sin embargo, a largo plazo, cuando se ha sometido al hormigón a cargas repetidas el ensamblaje producido desaparece


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

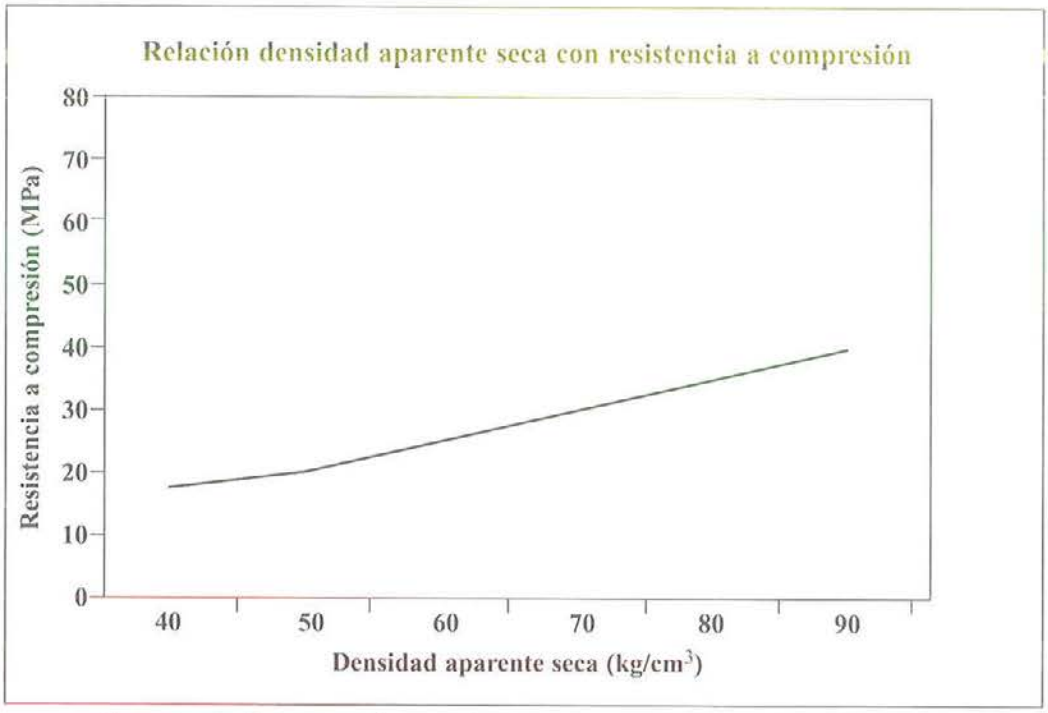



Figura 1. Relación entre el módulo de Elasticidad y la Resistencia de un hormigón ligero.

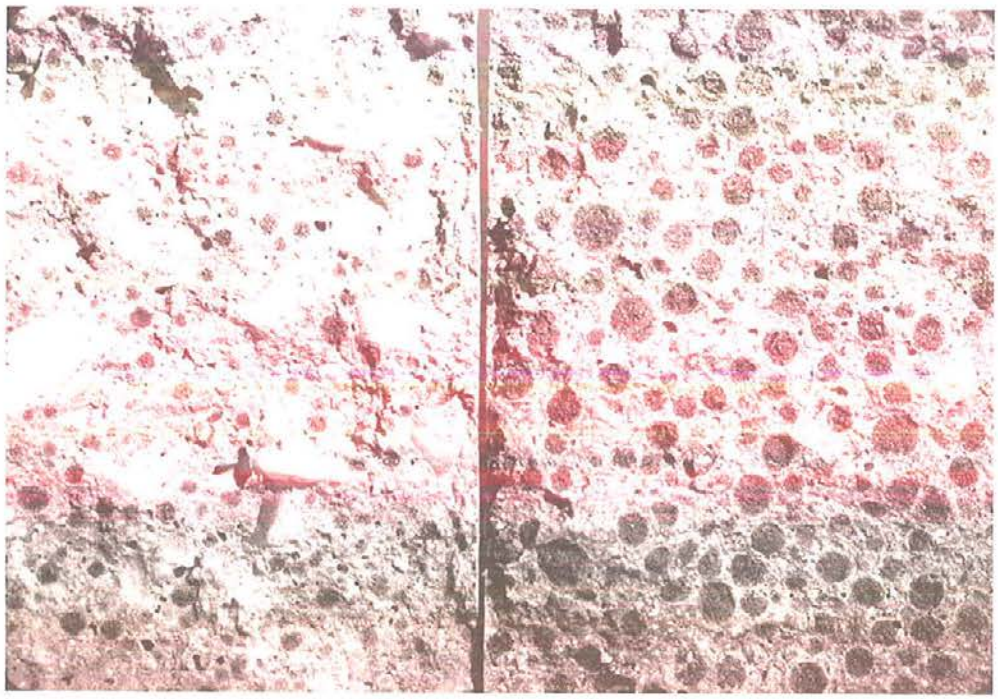


Foto 2. Rotura de una probeta de hormigón ligero

porque los granos se han ido soltando, poco a poco, perdiéndose la ventaja inicial que tenía respecto al hormigón ligero.

*4.1.4. Elasticidad*

El módulo de elasticidad de un hormigón ligero estructural es de, aproximadamente, unas dos terceras partes del de un hormigón normal de su misma resistencia a compresión. A igualdad de peso, las deformaciones de un hormigón ligero serían, por tanto, superiores a las de un hormigón normal.

Sin embargo, al utilizar un hormigón ligero se produce una importante reducción del peso. En general, las deformaciones de un elemento construido con hormigón ligero son tan sólo ligeramente superiores a las del mismo elemento fabricado en hormigón normal.

De cara al diseño de elementos estructurales hay que tener en cuenta que, la mayor deformación relativa de un hormigón ligero se reduce al aumentar la importancia del peso propio frente a la sobrecarga.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

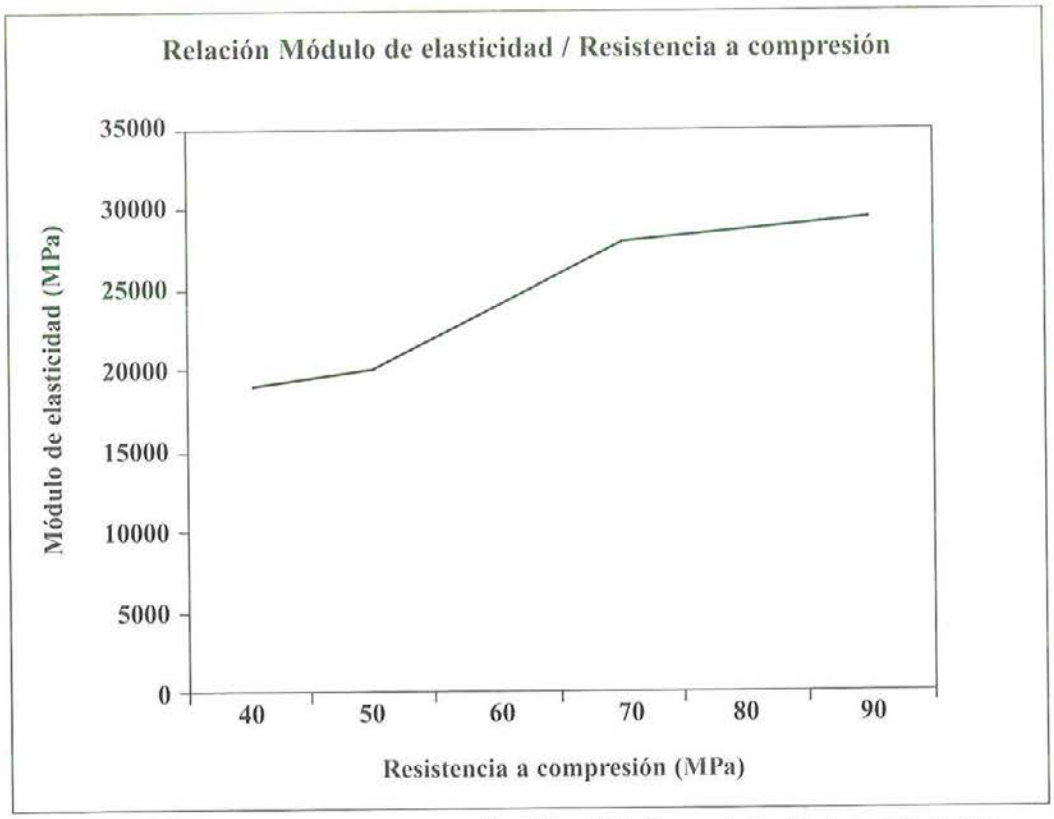



Fig. 2 Relación entre la resistencia a compresión del hormigón ligero y la densidad aparente en seco.

*4.1.5 Efectos reológicos*

*Retracción*

La retracción es un fenómeno que va ligado al contenido de humedad en el hormigón. Los hormigones ligeros de edades jóvenes sufren una retracción menor que los hormigones normales de resistencia equivalente, e incluso pueden llegar a experimentar entumecimientos si no se permite una correcta evaporación del hormigón. Sin embargo, con el tiempo la retracción de los hormigones ligeros termina por superar la de sus homónimos de densidad normal, debido a la mayor cantidad de cemento en su dosificación y, por tanto, también de agua en su interior.

En general, el tiempo de secado de un hormigón ligero es superior al de un hormigón normal, sobre todo si los áridos empleados tienen un alto contenido en humedad.

*Fluencia*

La fluencia del hormigón bajo cargas permanentes es un fenómeno de deformación del hormigón posterior al período de fraguado y está íntimamente relacionado con el comportamiento del mortero. Los áridos se oponen a la deformación de la pasta con su resistencia intrínseca y como el módulo de Young de los áridos ligeros es menor que el de los áridos naturales, las deformaciones por fluencia son mayores que en los hormigones normales.

La fluencia es, con frecuencia, un fenómeno positivo en los hormigones ligeros ya que reduce las tensiones internas producidas por la retracción tardía y los cambios de temperatura. Sin embargo, en el caso de estructuras pretensadas, el fenómeno de fluencia disminuye la fuerza del pretensado en el tiempo, o gando a un sobredimensionamiento de las estructuras.

El coeficiente de fluencia j de los hormigones ligeros va entre 0,5 y 1,0 veces el del hormigón normal.

*4.1.6 Adherencia*

La adherencia entre las fases de un hormigón ligero como ya se ha visto, sensiblemente superior a la de un hor gón normal por varias razones:

1. La rugosidad superficial del árido ligero mejora la ac rencia física.

2. La cuidada hidratación del mortero que rodea el gr mejora la adherencia química.

3. La similitud entre los módulos de elasticidad de mor y árido también mejora la solidaridad mecánica de ambos

*Adherencia de armaduras*

La adherencia entre el hormigón y la armadura depe por una parte, de la resistencia del hormigón y, por otra, c morfología de la armadura.

En cuanto a la resistencia del hormigón, la resistenci los áridos ligeros es menor aunque el mortero es más en cemento. Ensayos realizados en Munich con hormig de arcilla expandida han concluido que la adherencia en hormigones ligeros es mejor que en los hormigones nor les.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Sin embargo, tanto la normativa alemana DIN como la inglesa BS minoran la resistencia por adherencia de los hormigones ligeros respecto a los hormigones normales en un 10-15%

*4.1.7. Durabilidad*

La durabilidad expresa la propiedad del hormigón de permanecer intacto durante su vida útil sin variaciones significativas en sus características físicas o mecánicas.

El factor que afecta a la durabilidad de forma más directa es la permeabilidad del hormigón, a continuación veremos el comportamiento de estos hormigones frente a la penetración de agua.

*Absorción de agua*

La arcilla expandida tiene una higroscopicidad muy superior a la de los áridos normales.

Los hormigones de arcillas expandidas sumergidos en agua tienen una absorción total que varía entre el 12 y el 24% en volumen. Para los hormigones normales, este valor alcanza el 12%

Sin embargo, se ha comprobado que esta capacidad de absorción no afecta a la durabilidad del hormigón.

*Permeabilidad*

Uno podría pensar que el hormigón ligero es más permeable que el hormigón normal, sin embargo, hay que tener en cuenta que la permeabilidad depende no sólo de la porosidad sino también del tamaño de los poros y de su continuidad. Aunque los áridos ligeros son más porosos que los áridos de uso habitual, el hormigón fabricado con estos áridos es, por lo general, menos permeable, debido a la mayor calidad del mortero y un mayor contenido en finos.

Las teorías más modernas defienden que los áridos ligeros se rodean de una capa impermeable de mortero de muy alta calidad y muy reducida fisuración que actúa de impermeabilización exterior de los nódulos.

Esta capa estaría originada por:

1. Hidratación continuada durante el proceso de curado debida al agua que libera el árido de forma gradual.

2. Similar comportamiento elástico del árido y el mortero, ya que sus módulos de Young son muy similares.

3. Excelente adherencia entre la matriz y el árido por su superficie rugosa y la acción puzolánica.

*Heladicidad, ciclos hielo/deshielo*

Cuando el agua se hiela expande un 9% en volumen. Si el agua está encerrada en los poros y cavidades de un material el aumento de volumen puede disgregarlo.

Aunque la absorción total del hormigón ligero es muy superior a la del hormigón normal, los poros se rellenan sólo parcialmente, incluso después de un largo periodo de inmersión.

Numerosos ensayos en laboratorio han demostrado que los hormigones ligeros son más resistentes a los efectos de las heladas que los normales, sobre todo en el caso de hormigones confeccionados con áridos ligeros no saturados, esto es debido a:

1. La elasticidad del hormigón es mucho mayor.

2. La frecuencia de los ciclos de hielo/deshielo no da tiempo a que los poros del hormigón ligero se llenen y los restantes poros rellenos de aire equilibran la presión.

3. La alta calidad del mortero, como ya hemos visto, dificulta la penetración del agua.

Los hormigones ligeros de alta resistencia (más de 500 kp/cm$^2$) han demostrado una resistencia sobresaliente en las plataformas petrolíferas del mar del norte, sometidas a climas árticos en medioambientes marinos.

La descongelación por sales de deshielo produce unas pérdidas de masa 10 veces superiores a las debidas a las heladas por sí solas. Ensayos realizados en Estados Unidos muestran un comportamiento notablemente mejor de los hormigones ligeros frente a las sales de deshielo.

*Resistencia química*

La resistencia química de un hormigón está muy relacionada con dos factores:

1. Permeabilidad del hormigón al agua.

2. Contenido crítico de determinados compuestos químicos dentro del hormigón.

Los hormigones ligeros son, como ya hemos visto, menos permeables al agua que otros hormigones, y además, las arcillas expandidas reducen el riesgo de compuestos indeseables por la homogeneidad del material y su proceso de fabricación a altas temperaturas.

*Reacción árido- álcali*

Esta es una reacción que se produce entre los álcalis presentes en la fase intersticial del hormigón (procedentes no sólo del cemento, sino del agua o de los áridos también) y determinadas variedades de áridos silíceos como puedan ser los minerales opalinos, ciertas rocas volcánicas con un alto contenido en sílice (andesitas o riolitas), algunas pizarras y filitas con elevado contenido en hidrómicas y zeolitas del tipo heulandita. Otros tipos de reacciones se producen también entre determinados tipos de áridos, como los feldespatos y el hidróxido cálcico del mortero.

El producto de estas reacciones es un gel que absorbe agua alcanzando un volumen muy superior al de sus materias primas. Esta expansión produce tensiones internas en el hormigón que pueden llegar a disgregarlo. Para que se produzca la reacción deben presentarse las siguientes condiciones:



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

1. Exceso de humedad
2. Alto contenido alcalino del cemento
3. Un contenido crítico de silicatos en el árido.

La mejor impermeabilidad de los hormigones ligeros reduce el riesgo de humedad. Por otra parte, la arcilla expandida es un árido completamente inerte y carece de silicatos en su composición.

*Carbonatación*

La carbonatación es una reacción que se produce entre el $CO_2$ de la atmósfera y los álcalis del mortero, en presencia de humedad.

En condiciones normales el acero de las armaduras se encuentra pasivado, cubierto por una película de óxido de hierro impermeable. Cuando el pH baja de 9 esta película se destruye y el acero queda indefenso frente a la corrosión.

La protección frente a la carbonatación depende de varios factores:

1. El exceso de humedad
2. La presencia de dióxido de carbono.

En ambientes urbanos, el aporte de $CO_2$ está asegurado. La protección depende entonces del espesor de recubrimiento de la armadura y de la impermeabilidad del hormigón, que como ya hemos visto, es superior para los hormigones ligeros.

*Corrosión por cloruros*

La corrosión puntual de las armaduras se produce cuando se alcanza un contenido crítico de cloruros en presencia de humedad dentro del hormigón.

Al igual que ocurre con otros ataques químicos, el uso de arcillas expandidas reduce el riesgo de reacciones. Por una parte, la mayor impermeabilidad del hormigón ligero complica la penetración del agua hasta la armadura y, por otra, los áridos ligeros artificiales están libres de cloruros.

*Resistencia a la abrasión*

La resistencia a la abrasión del hormigón depende de la dureza de la pasta endurecida de mortero, del árido y de la adherencia entre ambos. En la construcción, el árido grueso está recubierto de mortero endurecido. Debido al mayor contenido de cemento en el hormigón ligero, junto con la mayor hidratación de la pasta, se consigue una mayor dureza en comparación con el hormigón normal. Sin embargo, cuando esta primera capa de mortero se erosiona, la resistencia a la abrasión del árido ligero es menor que la de otros tipos de árido.

En la práctica, el hormigón Arlita se ha utilizado en aparcamientos como las "Marine Towers" de Chicago y no existen signos de erosión después de muchos años de servicio.

Si las superficies van a estar expuestas a una severa ab sión es conveniente acabar el hormigón aún fresco con u capa protectora de áridos de dureza especial.

*4.1.8. Comportamiento térmico*

El comportamiento térmico de los hormigones ligeros e directamente ligado a su densidad. En cualquier caso, el co portamiento térmico de los hormigones ligeros es siem muy superior al de otros hormigones.

*Aislamiento térmico*

El aire contenido en la estructura porosa del árido lig reduce considerablemente la conductividad de los hormigo confeccionados con arcillas expandidas.

Un hormigón normal H-250 tiene una conductividad en 1 y 1.4 Kcal/h.m.ºC en condiciones de humedad natural 3% en peso. La conductividad de un hormigón ligero de misma resistencia HL-250 es de tan sólo 0,45 a Kcal/h.m.$_o$C en las mismas condiciones.

Los hormigones muy ligeros (500-800 kg/m$^3$) se utili incluso con fines aislantes (conductividad de 0,10 a 0 Kcal/h.m.ºC).

*Dilatación térmica*

Los coeficientes de dilatación térmica de los hormigo ligeros son entre un 20 y un 63% menores que los de los h migones normales debido a varios factores:

1. El mayor poder aislante del hormigón ligero ralentiza cambios térmicos en el interior del hormigón.
2. La estructura porosa de los áridos ligeros actúa co colchón frente a los movimientos de la matriz de mortero.

El coeficiente de dilatación térmica de los hormigones li ros es de aproximadamente $0.8 \times 10^{-5}$ ºC$^{-1}$.

*4.1.9. Comportamiento acústico*

*Aislamiento a ruido aéreo*

La ley de Berger relaciona directamente el aislamiento un material ante el ruido aéreo con su densidad.

Según esta norma, los hormigones ligeros deberían menos aislantes que los hormigones más pesados. Sin emb go, diferentes ensayos han probado que el comportamiento los hormigones ligeros es notablemente mejor de lo cabría esperar por su masa.

*Aislamiento a ruido de impacto*

Las vibraciones producidas por impactos se comportan una forma completamente diferente. La cantidad de m interpuesta no supone un obstáculo importante para la pro



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

gación de las ondas de baja frecuencia y el único medio de atenuarlas consiste en interponer materiales que absorban la vibración.

La estructura porosa de los áridos ligeros actúa como amortiguador de las ondas vibratorias, consiguiendo un aislamiento efectivo.

Este efecto, muy acentuado en los hormigones ligeros porosos, disminuye sin embargo con el incremento de densidad, ya que la matriz de mortero endurecido que rodea los áridos actúa como transmisor de las ondas, reduciendo el atenuamiento acústico global.

#### *4.1.10. Comportamiento ante el fuego*

Los hormigones ligeros son, por lo general, más resistentes a los efectos del fuego que otros hormigones.

1. Los áridos ligeros son materiales fabricados a temperaturas superiores a los 1.000 ºC, por lo que permanecen estables hasta alcanzar esa temperatura de formación.

2. La baja conductividad térmica del hormigón ligero mejora su estabilidad frente a las altas temperaturas. Esto, unido a una mayor elasticidad, reduce los riesgos de choque térmico.

## 5. APLICACIONES DEL HORMIGÓN LIGERO

*Reduccion del peso propio de estructuras*

- Capas de compresión de forjados/ fórjados colaborantes
  - Losas de puentes
  - Estructuras flotantes
  - Prefabricados
- Rehabilitación de estructuras antiguas deterioradas

*Reduccion de la carga muerta sobre estructuras*

- Recrecidos sobre forjados
  - Rehabilitación de puentes
  - Formación de peraltes y capas de regularización en puentes
- Rellenos sobre estructuras enterradas

*Hormigones aislantes*

- Depósitos de gas licuado

*Hormigones resistentes al fuego*

*Otras aplicaciones*

- Pantallas acústicas



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



www.calsider.com

Nuestro agradecimiento
a las más de cien fábricas que utilizan
nuestra organización para gestionar
la certificación de sus productos,
a los vocales de los distintos comités
de Certificación y Normalización
y a todas aquellas personas y entidades
que nos han ayudado y apoyado durante estos 10 años.




# Calidad Siderúrgica

Orense, 58 - 10º C 28020 Madrid Tel: 91 561 87 21 - Fax: 91 562 45 60
e-mail: buzon@calsider.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Dosificación y fabricación de hormigones ligeros

## *Dosage and production of light-weight concrete*

**José Mª Bueno Sendra**
Dtor. de Calidad de Productos y Calidad Total.
Lic. en Ciencias Químicas

Grupo Readymix Asland

**RESUMEN**

Para la dosificación y fabricación de hormigones ligeros hay que tener en cuenta una serie de factores que determinan el procedimiento más adecuado a seguir en cada caso, dependiendo de la aplicación final para la que vaya a ser destinado el hormigón y de sus requerimientos relativos a densidad, resistencia, consistencia y sistema de puesta en obra principalmente.

Con el fin de obtener la debida Garantía de Calidad de los procesos y productos, se proponen en este artículo una serie de recomendaciones básicas, que nos ayudan a conseguir que el hormigón ligero responda a las especificaciones del cliente y sea capaz de mantener constantes sus propiedades tanto en estado fresco como endurecido. Para ello nos centramos en los hormigones de estructura cerrada, fabricados con árido ligero procedente de arcilla granulada y expandida industrialmente.

***SUMMARY***

*For dosage and production of light-weight concrete we have to take in account several factors which will determine the most accurate procedure to follow up in each case. Depending of the final application of its usage as well as the density, strength, consistency requirements and mainly on site setting system.*

*In order to obtain the right processes and product Quality Guarantee, in this article we propose several basic recommendations which will help us to get a better light-weight concrete according to the client specifications being able to keep either in fresh or in hardened way. Therefore, we're focusing in closed structure concretes, manufactured with light aggregate originated from granulated clay and industrially expanded.*

## 1. INTRODUCCIÓN

Se consideran hormigones ligeros aquellos que tienen una densidad igual o inferior a 2000 Kg/m$^3$.

Estos hormigones tienen muchas aplicaciones en construcción, al reportar ventajas en aspectos tales como la disminución de peso de las estructuras, aumento del aislamiento térmico y acústico en cerramientos, resistencia frente al fuego, etc.

En la actualidad, los hormigones ligeros mas empleados son los fabricados con áridos procedentes fundamentalmente de arcillas expandidas y cenizas volantes sinterizadas.

Entre las causas más importantes por las cuales se utilizan estos áridos ligeros se encuentran:

- Provenir de un proceso industrial controlado y garantizado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

- Tener granos de formas redondeadas y superficies cerradas.
- Ser de granulometría y tamaño máximos conocidos.
- Conocer la densidad que poseen y estar diferenciados por tipos según la misma.
- Tener suficiente resistencia para fabricar hormigones estructurales.
- No contener elementos nocivos para el propio hormigón ni para el acero.
- Poseer una constancia de propiedades adecuada.

Para el fabricante de hormigón, la Garantía de Calidad que prestan este tipo de áridos ligeros, es fundamental para poder dosificar y fabricar los hormigones que cumplan con las especificaciones y requerimientos del cliente, y actuar por tanto con criterios industriales, que permitan tanto desde el punto de vista de costes como de procesos, control, etc., optimizar sus rendimientos y obtener el aseguramiento de sus cualidades.

Para ello, en este artículo se van a establecer, dada la falta de métodos de dosificación estandarizadas, una serie de recomendaciones para la dosificación y fabricación de este tipo de hormigones, derivadas fundamentalmente de los conocimientos actuales existentes y de la experiencia del autor.

## 2. DOSIFICACIÓN Y FABRICACION

Para establecer los parámetros de dosificación de estos hormigones, es necesario conocer inicialmente los requerimientos de los mismos, siendo las características más frecuentes que se manejan y por las que se suelen solicitar:

- Densidad
- Resistencia
- Consistencia
- Tamaño máximo

En relación a los hormigones ligeros estructurales, tener que recurrir al "Eurocódigo 2" donde se establecen las cla de densidades de estos hormigones en la Tabla 3.105:

La densidad seca del hormigón ligero puede variar en 500 y 2000 Kg/ $m^3$, dependiendo de la dosificación. densidades de cálculo se aumentan, aproximadamente, 50 Kg/ $m^3$ .

Asimismo, las clases de hormigón ligero y resistencias ca terísticas a compresión que contempla el "Eurocódigo 2", nen establecidas en la Tabla 3.106.

También podemos tener especificaciones de otros ti referentes a hormigones por dosificación, para rellenos, al ramientos, porosos, refractarios, etc.

Las materias primas a emplear de este tipo de hormigo así como sus limitaciones y características se describen a c tinuación:

### 2.1. Cementos

Deben satisfacer las exigencias para hormigones ordina no existiendo ningún tipo de restricción a las especificacio de la Instrucción vigente para las aplicaciones usuales.

**TABLA 3.105: Clases de densidad y densidades de cálculo correspondientes a hormigones de árido ligero según la Norma Experimental ENV 206.**

| Clase de densidad | | 1,0 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2,0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Densidad seca ρ ($Kg/m^3$) | | 901-1000 | 1001-1200 | 1201-1400 | 1401-1600 | 1601-1800 | 1801-200 |
| Densidad de cálculo ($Kg/m^3$) | Hormigón en masa | 1050 | 1250 | 1450 | 1650 | 1850 | 2050 |
| | Hormigón armado | 1150 | 1350 | 1550 | 1750 | 1950 | 2150 |

**TABLA 3.106: Clases de hormigón y resistencias características a compresión $f_{lck}$ del hormigón de árido ligero (en $N/mm^2$).**

| Tipo o clase | LC 12/15 | LC 16/20 | LC 20/25 | LC 25/30 | LC 30/37 | LC 35/45 | LC 40/45 | LC 45/55 | LC 50/6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $F_{lck}$ | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

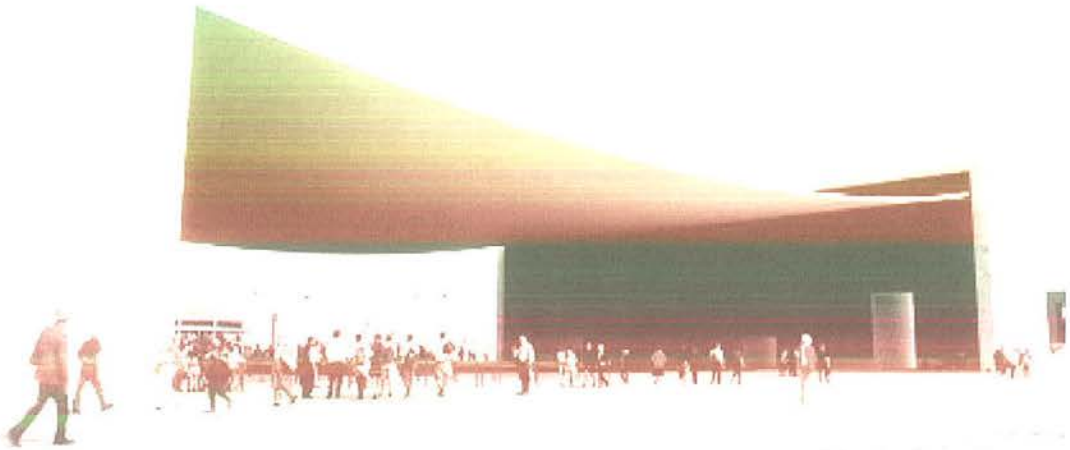


Foto 1: "Pabellón de Portugal, Expo 98 Lisboa".



Foto 2: "Palacio Real de Madrid".

Su contenido puede determinarse mediante amasadas de prueba. Para hormigones ligeros estructurales no debe ser inferior a 300 Kg/m$^3$. El límite superior recomendable, en principio, no debe superar los 500 Kg/m$^3$ para evitar un excesivo desarrollo de calor y conducir por tanto a una posible microfisuración del hormigón. Sin embargo, el desarrollo de la microfisuración es normalmente mucho menor en estos hormigones, debido al menor coeficiente de expansión térmi-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ca de los áridos ligeros y a la mejor compatibilidad de módulos de elasticidad de los áridos y la matriz.

Los tipos de cemento más recomendables para estos hormigones son los II, III, y IV., de resistencia 42,5 Mpa.

La cantidad de cemento necesaria para conseguir una resistencia determinada es siempre mayor en los hormigones ligeros que en los normales.

### 2.2. Arenas y Áridos

Las arenas ligeras solo se utilizan para alguna aplicación concreta de morteros refractarios.

La composición granulométrica de arena y árido se realiza habitualmente con arenas de densidad normal, síliceas, calizas, etc, y árido ligero, de densidades en seco que oscilan entre los 350 y los 750 Kg/m$^3$.

El árido está formado por granos de forma redondeada de color pardo rojizo y presenta interiormente una textura alveolar.

El tamaño de estos áridos suele ser menor de 20mm. (los más usados tienen tamaño máximo 8 mm) y las absorciones de agua, (por inmersión durante 48 horas), suelen variar entre el 10 y 20% en función de la densidad del mismo (mayor absorción a menor densidad del árido).

Es muy importante que no exista contaminación entre fracciones de diferentes tamaños o densidades, dado que podría, de ser así, afectar gravemente a la trabajabilidad, resistencia y densidad del hormigón confeccionado.

### 2.3. Adiciones

Se pueden emplear, con las precauciones necesarias, ce
zas volantes y/o humo de silice. Mejoran la compacidad
estos hormigones así como sus propiedades resistentes. Ta
bién se pueden emplear fibras metálicas, de polipropile
etc., en función de las características que se vayan buscand

### 2.4. Aditivos

Los aditivos más comúnmente empleados son los norma
que se emplean en la fabricación de hormigón, es decir, po
funcionales, superfluidificantes, etc., también en función de
característica buscada.

Estos aditivos contribuyen a la disminución del agua efec
va y por tanto a la mejora de la relación a/c, así como a la t
bajabilidad y cohesión de dicho hormigón.

### 2.5. Agua

La habitual para la fabricación de hormigones, con las pr
cripciones de la Instrucción EHE vigente.

La cantidad de agua necesaria para la mezcla va a depen
de la absorción de los áridos, o sea en función de la porosi
de los mismos, su densidad, de su contenido de humedad e
momento de su uso, etc., así como también de las condicio
de fabricación y transporte.

Es importante determinar por tanto, el agua efectiva y
agua de absorción necesaria para los áridos.



Foto 3: "Cabina de dosificación".



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

### 2.6. Recomendaciones para su dosificación

En la dosificación del hormigón ligero hay que tener en cuenta una nueva variable: La densidad. Esta densidad se puede variar en función del tipo de árido ligero utilizado y de la proporción volumétrica de los diferentes constituyentes del hormigón.

Como premisa básica, la composición de este tipo de hormigón debe basarse en amasadas de prueba o en la experiencia practica de otros proyectos de dosificación similares con los mismos materiales constituyentes. Para aceptar una dosificación es necesario hacer pues amasadas de prueba, cuyos resultados demuestren la consecución de las características buscadas para el hormigón propuesto, caso de no tener experiencia previa y resultados de esos mismos hormigones en circunstancias similares.

No obstante es conveniente tener en cuenta inicialmente algunos aspectos que nos ayuden a centrar las dosificaciones y a paliar con actuaciones iniciales algunos de los posibles problemas que se vayan a presentar a lo largo de la vida del producto, referentes tanto a su fabricación, transporte, comportamiento en estado fresco, colocación en obra e incluso en su vida útil de servicio. A continuación recogemos las más importantes:

• Existe una relación directa Resistencia-Densidad en los hormigones ligeros; de forma general al aumentar la densidad aumenta también la resistencia de los mismos a igualdad de otros parámetros.

No obstante esta relación tiene unas limitaciones, de tal forma que para hormigones estructurales la densidad está comprendida entre los 1600 y 2000 Kg/m$^3$ habitualmente.

• El árido ligero es menos resistente que el normal, por lo que la transmisión de esfuerzos en el hormigón se realiza fundamentalmente por el mortero que lo envuelve. Esto nos obliga a trabajar con mezclas mas ricas y resistentes, fundamentalmente en hormigones ligeros estructurales, ya que en la rotura a compresión se produce habitualmente la fractura del árido en los mismos.

• Antes de comenzar la dosificación del hormigón ligero tenemos que contemplar que la absorción de agua por los áridos ligeros puede producir una reducción del contenido de agua efectivo de la pasta de cemento.

Para evitar esta circunstancia, que alteraría el comportamiento en estado fresco del hormigón en lo relativo a su trabajabilidad y en estado endurecido en lo relativo a la resistencia y durabilidad del mismo, tenemos que utilizar uno de estos tres métodos:

- Inmersión durante 12 h. del árido ligero en agua.
- Preamasado del mismo con la arena con al menos el 50% del agua total.
- Semisaturación del árido ligero mediante regado abundante con aspersores y/o difusores durante al menos 24/48 horas antes de la utilización.

La elección de un método u otro dependerá de factores tales como la disponibilidad de espacios y mecanismos, la trabajabilidad necesaria del hormigón, su bombeabilidad, etc. e incluso de las condiciones climatológicas de vida útil del hormigón, ya que en el caso de exposición a ciclos hielo/deshielo no es conveniente la absorción de cantidades excesivas de agua por el árido, pues la liberación del agua absorbida en el hormigón puede requerir períodos muy largos de tiempo.

• Una vez elegido el método y grado de saturación en función de los parámetros reseñados, antes de comenzar la dosificación del hormigón, tenemos que determinar la densidad aparente del árido ligero en las condiciones reales conseguidas para poder proceder a dosificarlo en peso en las instalaciones de la planta de fabricación, con el objeto de ajustar el volumen correctamente en el hormigón. La dosificación teórica debe hacerse mediante un cálculo volumétrico en el que intervengan las diferentes fracciones de árido y el resto de componentes.

• Otro parámetro a tener en cuenta en la dosificación es la relación agua / cemento efectiva, que tiene que ser tal que nos de la trabajabilidad requerida en el hormigón.

• Esta relación a/c y por tanto la consistencia del hormigón resultante, puede verse alterada por diversos factores que tenemos que preveer con antelación a la dosificación a efectuar, como son entre otros:

- Falta de humectación adecuada del árido ligero.
- Tiempo transcurrido desde que se empieza el amasado hasta que el hormigón se vierte en la obra, incluyendo por supuesto el tiempo de transporte del mismo.
- Condiciones metereológicas.
- Condiciones de puesta en obra.

En el Código modelo CEB-FIP 1990, en su apartado d.16.4, se proponen varios procedimientos tanto para áridos secos como húmedos que pueden servir como orientación para calcular la relación a/c.

En condiciones industriales, al realizarse la dosificación mediante básculas, debe tenerse en cuenta el agua contenida en los áridos, como ya se ha explicado anteriormente, para calcular también el volumen que ocupan en el metro cúbico.

• La consistencia es otro factor importante a controlar en estos hormigones, ya que puede resultar fácilmente alterada por cualquiera de los parámetros enumerados precedentemente.

La más recomendable es la blanda en fabricación, para que en el vertido en obra pueda ser como poco plástica, nunca seca, dependiendo como siempre del tiempo estimado que va a transcurrir desde su amasado hasta su vertido.

Tampoco es aconsejable la consistencia fluida o líquida, ya que debido a la baja densidad de éstos áridos el hormigón tiende a segregarse por flotación de los mismos, salvo que se utilicen aditivos que aumenten la cohesión de la masa y eviten esa segregación.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

• La bombeabilidad de estos hormigones es complicada cuando se utilizan las bombas habituales en construcción. No obstante es posible paliar este problema con una composición granulométrica adecuada, saturación del árido ligero, y el uso de aditivos (de base polioxido de etileno), siendo posible su bombeo y existiendo muchas experiencias prácticas en este sentido.

La utilización de arenas rodadas bien graduadas facilitan notablemente el bombeo de este producto.

Otro factor a tener en cuenta es la densidad, tanto del árido ligero que debe ser superior a 700 Kg/m$^3$ como la del hormigón resultante que no debe ser inferior a 1800 Kg /m$^3$ aproximadamente.

### 2.7. Fabricación y amasado

Las instalaciones de fabricación son un capítulo importante, como en otros tipos de productos, para la consecución final de las características perseguidas, la constancia y homogeneidad de las propiedades del producto y al fin y al cabo para la seguridad y garantía que el usuario necesita.

Dadas las peculiaridades del hormigón ligero y de algunos de sus constituyentes, es necesario, como ya se apuntaba en el capítulo de dosificación, contar con acopios bien delimitados que impidan la contaminación del árido y de instalaciones (balsas o similares) que permitan la inmersión o regado del mismo para su humectación adecuada.

En lo referente al sistema de dosificación, éste debe ser en peso, al menos para el árido, la arena, el cemento y, de existir, las adiciones, contando para ello con básculas debidamente contrastadas.

El amasado se puede realizar por vía seca o húmeda, siendo ésta última la más recomendable, dada la mejor regularidad obtenida en el producto final.

Hay que resaltar también que es conveniente aumentar el tiempo de amasado con relación al hormigón normal, para controlar la absorción del árido y conseguir un producto homogéneo.

La secuencia de carga a amasadora es otro factor que debe considerarse, dado que puede variar en función de al menos los siguientes puntos:

- Densidad del árido ligero utilizado.
- Grado de saturación de ese árido.
- Utilización o no de aditivos.

De ellos va a depender que se cargue y amase primero el árido y la arena con el agua, para evitar variaciones en el agua de amasado y por tanto en la relación a/c o bien en la absorción de aditivos por este árido con la pérdida consiguiente efectividad de los mismos, etc.

Una vez más queda patente que es la experiencia la que debe utilizarse y para conseguirla es necesario actuar con amasados de prueba en diferentes circunstancias y supuestos. Por ello, este artículo pretende de manera general, resaltar los aspectos que deben contemplarse en el desarrollo de la experiencia de fabricación de estos productos.



Foto 4: "Planta de fabricación de hormigón".



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Foto 5: "Instalaciones de amasado".

No me gustaría dejar pasar la oportunidad de insistir en que la fabricación de éste y del resto de hormigones que se utilizan habitualmente en construcción, deben realizarse buscando un valor añadido, no sólo para el técnico, contratista o promotor, sino también para el usuario y la sociedad, debiendo quedar esto reflejado en nuestra capacidad de elección, al contemplar que la empresa fabricante posea instalaciones adecuadas para dar garantía al producto, seguridad a sus operadores y respeto al medio ambiente que a todos nos rodea.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Carreteras, Ferrocarriles, Presas, Puertos, Aeropuertos, Hospitales, Centros Comerciales, Museos, Viviendas, Hoteles, Universidad



# Hacemos GRANDES hasta los SUEÑOS más pequeños...

...Y es que llevamos más de 70 años mostrando una clara actitud de servicio y atención a nuestros clientes, lo que nos ha permitido convertirnos en uno de los mayores grupos empresariales españoles.

La solidez empresarial de Ferrovial Agromán se refleja en su solvente capacidad financiera, recursos técnicos altamente cualificados, absoluto respeto a los aspectos relacionados con la Prevención de Riesgos Laborales, y una innovadora política de preservación del Medio Ambiente.

Por eso los proyectos de nuestros clientes nunca son pequeños, porque en Ferrovial Agromán creemos en ellos

**...y los hacemos grandes.**



**ferrovial**

**AGROMAN**

**CONSTRUIMOS SUEÑOS**

www.ferrovial.com



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Control de hormigones ligeros

## *Lightweight concrete control*

**Enrique González Valle**
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC)

### 1. LOS HORMIGONES LIGEROS

El Hormigón Ligero es un material cuya densidad es sensiblemente más baja que la que presentan los hormigones denominados como normales, para los cuales su densidad se sitúa entre 2.300 kg/m$^3$ y 2.400 kg/m$^3$.

La reducción de densidad puede conseguirse mediante tres procedimientos:

- Eliminando en un hormigón normal las fracciones más finas del árido, en general toda la fracción granulométrica 0-5 mm, arena, con lo que quedaría un hormigón de tipo poroso con gran cantidad de huecos. Este hormigón también se le denomina como hormigón sin finos.
- Incorporando altos porcentajes de aire al hormigón, formando burbujas de gran tamaño, con diferente proporción y diámetro de los del aire ocluido que se incorpora para mejorar determinadas propiedades de los hormigones de densidad normal, recibiendo los nombres de hormigones celulares, hormigones aireados, hormigones espuma, etc.
- Utilizando áridos de reducido peso específico, en general con densidades sensiblemente inferiores a 2.600 kg/m$^3$, denominándose estos hormigones como hormigones con áridos ligeros.

El campo de utilización de los hormigones ligeros de reducidas densidades es el del aislamiento térmico, pero también pueden utilizarse en el campo estructural siempre que las gamas de resistencia que se consigan sean apreciables y se respeten los condicionantes de durabilidad y de estabilidad que se establecen para los hormigones estrueturales en los códigos que sean de aplicación.

En general los hormigones utilizados como aislamiento, por ejemplo en los faldones de cubiertas de edificios, se ajustan a las gamas más bajas de densidad siendo los hormigones estructurales los que dentro del campo de los hormigones ligeros presentan las densidades más altas.

Las Normas ASTM establecen tres tipos de hormigones ligeros

- Hormigón estructural ligero regulado por la norma ASTM C 330/89
- Hormigón ligero para bloques regulado por la norma ASTM C 331/89
- Hormigón ligero para aislamiento regulado por la norma ASTM C 332/87

ACI 318, Building Code Requirements for Structural Concrete, contempla en sus especificaciones los Hormigones ligeros estructurales, definiéndolos como los Hormigones con Áridos Ligeros cuya densidad seca determinada según ASTM C 567, "Test Method for Unit Weigth of Structural Ligtweigth Concrete" no excede 115 lb/ft$^3$ (1.850 kg/m$^3$).

Por su parte El Eurocódigo 2, "Parte 1-4: Reglas Generales. Hormigón de Árido Ligero de Textura Cerrada" define este



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

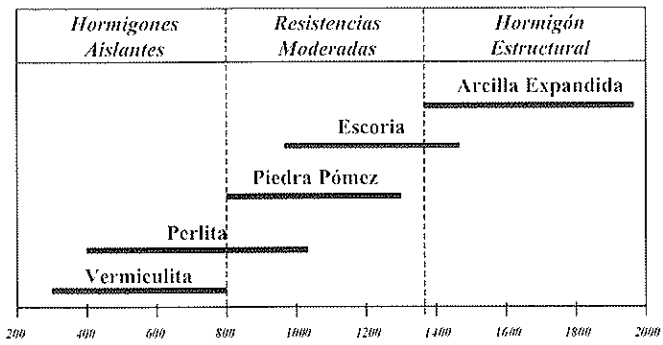
hormigón estructural como un "Hormigón de textura cerrada y densidad seca no superior a 2.000 kg/m$^3$ que contiene áridos ligeros naturales o artificiales con una densidad de partículas inferior a 2.000 kg/m$^3$".

Las gamas de pesos que presentan los hormigones ligeros se acompañan en el cuadro que sigue:

| *Tipo de hormigón* | *Densidad Seca* | *Resistencia* |
|---|---|---|
| | *kg/m$^3$* | *Mpa* |
| Aislamiento | <800 | 0.7-7 |
| Bloques | 500-800 | 7-14 |
| Estructural | 1.400-1.800 | >17 |

## 2. LOS COMPONENTES Y LA DOSIFICACIÓN

Los áridos normalmente empleados en la elaboración de los hormigones ligeros son: vermiculita, perlita, piedra pómez, escoria, cenizas y arcilla expandida. Las utilizaciones de estos tipos de áridos son las que se señalan en el cuadro adjunto:




Densidad seca en kg/m$^3$ de los Hormigones elaborados con Áridos Ligeros.

Los hormigones estructurales en general incorporan árido grueso ligero y arena de densidad normal, como la empleada en los hormigones normales.

En general se recomienda que el tamaño máximo del árido no supere los 25 mm y los contenidos de cemento deben ser de 300 kg/m$^3$ como mínimo y de 500 kg/m$^3$ como máximo.

Como métodos de dosificación de los hormigones realizados con áridos ligeros pueden ser utilizados los mismos que los empleados con áridos de densidad normal. No obstante es difícil la determinación de la densidad de los áridos ligeros debido a su mayor capacidad de absorción de agua con lo que resulta difícil determinar con fiabilidad la relación eficaz agua cemento en el momento de la mezcla de los componentes. La utilización de áridos artificialmente secos, como es el caso de la mayoría de los áridos ligeros artificiales, hace que en el momento de la mezcla parte del agua añadida sea absorbida por los áridos, reduciendo en consecuencia la trabajabilidad del hormigón, lo que afecta a las condiciones de hormigonado. Por otra parte con la utilización de áridos saturados de agua, previamente a la mezcla, se registran reducciones de resistencia al incrementarse la relación agua cemento. Para poder ajustar mejor la consistencia de la mezcla es normal mojar los áridos previamente al amasado, fundamentalmente cuando la absorción de los áridos supera el 10%, siendo conveniente en esos casos añadir complementariamente un agente aireante para mejorar su resistencia a los ciclos de hielo y deshielo. La adición del agente aireante debe hacerse en proporción tal que garantice un porcentaje de aire ocluido que, dependiendo de las condiciones de exposición ambiental y del tamaño máximo del árido, puede oscilar entre el 4.0% y el 4.5% en clima suave y del 6.0% al 7.5% para condiciones climáticas duras, dependiendo el contenido de aire ocluido a incorporar, entre los límites establecidos, del tamaño máximo del árido, debiendo ser mayor cuanto menor es el tamaño máximo del árido.

En el documento "Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Concrete" ACI 211.2, puede consultarse los métodos de dosificación de los Hormigones Estructurales elaborados con Áridos Ligeros, con el fin de que queden cumplidas las exigencias de trabajabilidad, resistencia frente a hielo y deshielo y resistencias mecánicas.

En general la dosificación de hormigones elaborados con áridos ligeros debe ser comprobada mediante amasadas de prueba en las que se compruebe tanto los aspectos resistentes como los concernientes a la durabilidad.

## 3. LAS PROPIEDADES DE LOS HORMIGONES LIGEROS

### 3.1. Clases de Hormigón

La norma Experimental ENV 206 establece para el hormigón de Áridos Ligeros una serie de clases en función de su densidad seca, según el cuadro adjunto al cual hace referencia el EC-2, Parte 1-4, que permite establecer los pesos específicos para el cálculo:

| *Clase* | | *1.0* | *1.2* | *1.4* | *1.6* | *1.8* | *2.0* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *D.Seca (kg/m$^3$)* | | 901-1000 | 1001-1200 | 1201-1400 | 1401-1600 | 1601-1800 | 1801-2000 |
| *D.Cálculo (kg/m$^3$)* | *H. Masa* | 1050 | 1250 | 1450 | 1650 | 1850 | 2050 |
| | *H. Armado* | 1150 | 1350 | 1550 | 1750 | 1950 | 2150 |


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

En lo que se refiere a las clases de resistencia se aplican en el EC-2, Parte 1-4, las mismas clases que se establecen para los hormigones de densidad normal:

| *Clase* | *LC 12/16* | *LC 16/20* | *LC 20/25* | *LC 25/30* | *LC 30/37* | *LC 35/45* | *LC 40/45* | *LC 45/55* | *LC 50/60* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{lck}$ *(N/mm²)* | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |

### 3.2. Propiedades Mecánicas

Pasamos a exponer las características que presentan los hormigones de Áridos Ligeros y sus aspectos diferenciales frente a los hormigones elaborados con áridos normales.

De acuerdo con el EC-2, Parte 1-4, las características básicas de estos hormigones pueden obtenerse experimentalmente, pudiendo estimarse tales características en función de la formulación establecida para los hormigones normales aplicando las siguientes correcciones:

*a)* ***Módulo de deformación***: El valor del Módulo de Deformación del Hormigón de Áridos Ligeros, puede obtenerse aplicando la formulación empleada para los hormigones de densidad normal afectando al valor calculado de un coeficiente $\eta_E$ función de la densidad seca, $\rho$, siendo el valor de

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2.200}\right)^2$$

En consecuencia puede decirse que los módulos de deformación de los hormigones ligeros son inferiores a los de los hormigones de densidad normal de igual clase, siendo función de su densidad.

*b)* ***Resistencia a Tracción***: El valor de la Resistencia a Tracción del Hormigón de Áridos Ligeros, puede obtenerse aplicando la formulación empleada para los hormigones de densidad normal afectando al valor calculado de un coeficiente $\eta_1$ función de la densidad seca, $\rho$, siendo el valor de

$$\eta_1 = \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{\rho}{2.200}\right)$$

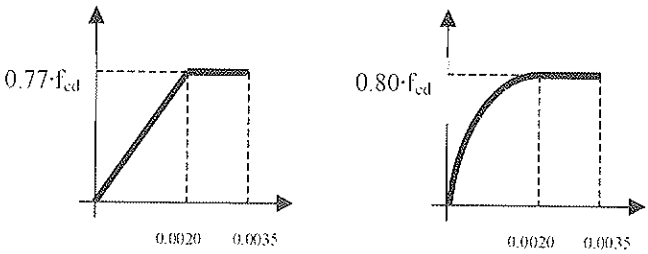
lo que representa que las resistencias a tracción de los hormigones elaborados con Áridos Ligeros son proporcionalmente inferiores a las que presentan los hormigones elaborados con áridos normales de igual clase.

*c)* ***Fluencia y retracción***: Pueden aplicarse los valores establecidos para los hormigones normales con las siguientes correcciones según EC2 Parte 1-4:

- Los valores finales para el coeficiente de fluencia $\phi(\infty, t_0)$ pueden reducirse en función de la relación de módulos de deformación: $\eta_2 = \frac{E_{lcm}}{E_{cm}}$.
- La deformación por fluencia resultante y las deformaciones básicas de retracción se deberán multiplicar por los coeficientes $\eta_3$ y $\eta_4$ dados por la tabla siguiente:

| *Clase de hormigón* | *Factores* | |
|---|---|---|
| | *Fluencia* ($\eta_3$) | *Retracción* ($\eta_4$) |
| LC12/15, LC16/20 | 1.30 | 1,50 |
| LC20/25, LC50/60 | 1,00 | 1,20 |

*d)* ***Diagrama de Cálculo del Hormigón***: Se puede aplicar el diagrama parábola-rectángulo aplicable a los hormigones normales y como simplificación un diagrama bilineal establecido sustituyendo la parte parabólica por una recta, empleando un factor de reducción de la resistencia, para tener en cuenta los fenómenos de cansancio del hormigón, de 0.77 en el caso de empleo del diagrama parábola-rectángulo y de 0.80 si se emplea el bilineal.




*e)* ***Longitudes de transferencia del pretensado***: deberán aumentarse dividiendo las longitudes calculadas para los hormigones normales por $\eta_1$.

*f)* ***Resistencia a esfuerzo cortante***: es inferior en los hormigones elaborados con Áridos Ligeros que en los hormigones normales.

*g)* ***Fisuración y deformaciones***: deben realizarse los ajustes correspondientes en función de las variaciones correspondientes de la resistencia a tracción, del módulo de deformación y de la fluencia.

*h)* ***Adherencia y anclaje***: los hormigones elaborados con Áridos Ligeros requieren mayores longitudes de anclaje que los elaborados con áridos normales, al resultar inferiores las tensiones últimas de adherencia. Asimismo para los casos de empleo de barras con diámetro supe-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

rior a 32 mm se obliga a consideraciones especiales en la tensión última de adherencia. Complementariamente se establecen asimismo consideraciones especiales que indican la conveniencia de no utilizar grupos de barras salvo que pueda acreditarse experimentalmente su empleo y en todo caso se establece que se limite el diámetro de las barras para los grupos a 20 mm.

*i)* ***Durabilidad***: en general la protección de las armaduras en los hormigones con áridos ligeros es inferior a la que garantizan los áridos normales, por lo que se deben incrementar los recubrimientos para garantizar la misma protección.

## 4. PARTICULARIDADES DE EJECUCIÓN DE LOS HORMIGONES LIGEROS

La elaboración y colocación de los hormigones elaborados con Áridos Ligeros obliga a tomar una serie de precauciones que pasamos a resumir.

Ya hemos señalado la particularidad que estos tipos de árido presentan frente a la absorción de agua, por lo que si se utilizan secos debe procederse, antes de añadir el cemento, a la mezcla del árido grueso y la arena con una cantidad de agua entre el 40% y el 60% de la cantidad total durante al menos 1 minuto, debiendo determinarse la cantidad total de agua añadiendo a la necesaria como efectiva para la pasta de cemento la cantidad de agua que absorben los áridos en 30 minutos. Si se utilizan húmedos los áridos debe determinarse previamente su contenido de humedad para descontarlo de la absorbida en 30 minutos. Se llama la atención de la influencia que la correcta fijación del agua añadida tiene tanto sobre la resistencia como sobre la trabajabilidad.

En general el tiempo de amasado necesario para los hormigones con áridos ligeros es superior que en el hormigón con áridos normales, y debe tenerse precaución en relación a la eventual friabilidad de los áridos.

Dada la posibilidad de que los áridos ligeros, por su absorción más alta, absorban parte del aditivo empleado, la incorporación de los aditivos no debe hacerse antes de que los áridos se hayan humedecido.

El transporte del hormigón debe hacerse en camiones hormigonera y debe procederse a un reamasado antes de procederse al vertido. Se llama la atención a la posible reducción de la consistencia del hormigón durante el transporte en mayor nivel que en los hormigones normales, así como la mayor tendencia a la segregación lo que puede manifestarse en mayor medida en los hormigones más fluidos y ante los áridos con menor densidad, por lo que resulta recomendable la utilización de aditivos o adiciones que permitan reducir el contenido de agua.

El bombeo del hormigón requiere precauciones especiales. Dependiendo de la presión de bombeo, que será función de la altura y de la distancia, pueden producirse sangrados del agua absorbida por los áridos lo que en general limita de forma más determinante las distancias y alturas de bombeo. En general se recomienda que se realicen pruebas de bombeo para comprobar que no se afecta de forma determinante a las características del hormigón fresco.

La compactación del hormigón debe cuidarse en el sentido de reducir la distancia entre puntos de inmersión del vibrador frente a lo que normalmente se adopta en hormigones normales. Por otra parte la tendencia de algunos áridos ligeros a flotar hace que deban tomarse precauciones especiales empleándose vibradores de superficie o rodillos que introduzcan los áridos en el interior de la masa.

En lo que se refiere al curado la capacidad de absorción de agua de los áridos hace que en general el hormigón disponga de agua suficiente para culminar el proceso de hidratación incluso sin aporte de agua exterior. Esto es cierto en los casos de empleo de áridos saturados, pero en el caso de que los áridos ligeros no lo estén deben extremarse las condiciones de curado añadiendo agua en los casos de empleo de áridos secos. Por lo demás se debe evitar la desecación superficial como en los hormigones normales en los casos de humedad relativa baja y temperaturas altas. Los tiempos de curado deben ser del mismo orden que en los hormigones normales.

Dada la menor conductividad térmica de los áridos ligeros estos hormigones tienden a liberar en menor medida el calor de hidratación, pero debido al menor módulo de elasticidad de los áridos la microfisuración de la matriz resultaría menor que en los hormigones normales.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Neville, A.M.; Brooks, J.J.: "Concrete Technology". Longmam 1997

2. CEB: "CEB-FIP Model Code". Thomas Telford 1993

3. Eurocódigo 2, Parte 1.4: "Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte 1.4: Reglas Generales Hormigón de Árido Ligero de Textura Cerrada". UNE-ENV 1992 1-4. Abril 1996. AENOR

4. ACI: "Building Code Requirements for Structural Concrete" ACI 318

5. ACI: "Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Concrete" ACI 211.2

6. ACI: "Guide for Structural Ligthweigth Aggregate Concrete" ACI 213

7. Delibes, A.: "Tecnología y Propiedades del Hormigón". INTEMAC 1993



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Aplicación de hormigones con árido ligero a la ampliación de tableros de puentes de bóvedas de fábrica

## *Light weight concrete application to the widening of masonry arch bridges*

**J. A. Martín-Caro**
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

FHECOR • Ingenieros Consultores

**RESUMEN**

En este trabajo se presenta una aplicación del empleo de hormigones con árido ligero a la ampliación transversal de los puentes arco de fábrica. Los cambios ocurridos en las condiciones de explotación de estas estructuras obligan a, por una parte, cuantificar su seguridad frente a las cargas de la normativa actual, y, por otra parte, a adecuar su sección transversal a las exigencias actuales. En primer lugar, se describen los condicionantes particulares que rodean a estas estructuras y al proyecto de ampliación en sí, para pasar, posteriormente, a describir la solución adoptada resaltando las ventajas del empleo de hormigones ligeros. Señalar, por último, que el hilo conductor de todo el proceso ha sido la búsqueda de la eficiencia y aprovechamiento estructural del puente existente.

*SUMMARY*

*This paper summarize a lightweight concrete application to the cross widening of masonry arch bridges (the "Widening Project"). Changes occurred under the exploitation conditions of these structures force to, for one hand, quantize it security in front of the loads under the current standard, and for the other hand, they obligate to adequate its cross section to the present requirements. Firstly, particular conditions of the Widening Project and around these structures are described, for afterwards report the adopted solution that bounces the advantages of using lightweight concrete. Finally, it is pointed out that the guidance of the whole process it has been the searching for the efficiency and the structural application of the existing bridge.*

## 1. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

Es bien conocido que los puentes arco de fábrica se proyectaron y construyeron para unas condiciones de explotación muy diferentes a las que tienen que soportar actualmente. Este fuerte cambio ocurrido en las condiciones de explotación (velocidades, cargas, gálibos, exigencias de los usuarios, etc.) conlleva, por una parte, la necesidad de evaluar la capacidad portante frente a las cargas recogidas en la normativa vigente, y, por otra parte, el estudio de la mejora de las condiciones funcionales de la estructura. Es importante resaltar que en los puentes arco de fábrica la anchura suele ser inferior a 8.00 m, siendo 6.50 m lo habitual, por lo que, la anchura de la plataforma no permite una circulación cómoda ni contempla aceras para el tráfico peatonal.

Las razones que justifican abordar la evaluación de la seguridad actual y el estudio de la ampliación de la plataforma en estas estructuras están fundadas, tanto desde el punto de vista cuantitativo (esta insuficiencia de anchura de plataforma se plantea en un gran número de estructuras de la red, proyectadas y construidas a lo largo de un amplio periodo de tiempo), como cualitativo (se plantean en estructuras de gran valor his-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

tórico, estético, ingenieril, etc.). El acercamiento al problema debe realizarse, por tanto, bajo una perspectiva general que englobe todos los aspectos que rodean a estas estructuras: resistentes, constructivos, funcionales, estéticos, patrimoniales, etc. En el planteamiento y análisis de las posibles soluciones para la ampliación de la sección transversal de estas estructuras, se deben tener presentes, por una parte, las necesidades funcionales, por otra parte, los análisis específicos sobre el comportamiento estructural (resistente y durable) de los puentes arco de fábrica y, por último, las directivas y recomendaciones realizadas desde los organismos nacionales e internacionales relativas a la conservación de patrimonio (ICOMOS, etc.).

En este trabajo se presenta una solución que responde, en la medida de lo posible, a los problemas planteados. Por una parte, mejora las condiciones de uso de la estructura, al dotarla de una plataforma de 10.50 m de anchura y, por otra parte, emplea formas y materiales que minimizan las cargas sobre la estructura y sobre la cimentación, verdadero talón de Aquiles de estas estructuras, lo que permite, una vez caracterizado estructuralmente el puente, evitar el refuerzo de la estructura y mejorar su comportamiento resistente.

La caracterización estructural es un paso previo y necesario para conocer cuál es la seguridad real de la estructura frente a las cargas de la normativa vigente, teniendo muy en cuenta el particular comportamiento resistente de estas estructuras.

En las figuras 1, 2, 3 y 4 se muestran cuatro ejemplos de puentes arco de fábrica pertenecientes a la red carretera cuya sección transversal tiene una anchura de, aproximadamente, 6.50 m.

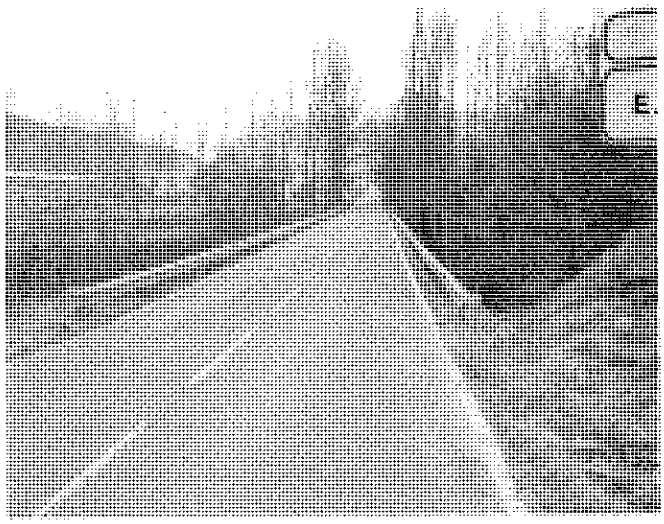


Figura 1. Entrada al puente de Rialbó.



Figura 2. Entrada al puente de Bugía.

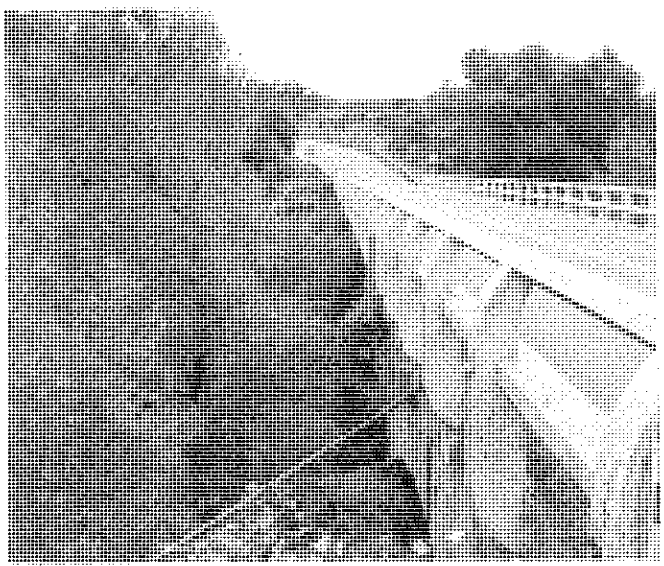


Figura 3. Entrada al puente de Sacal.

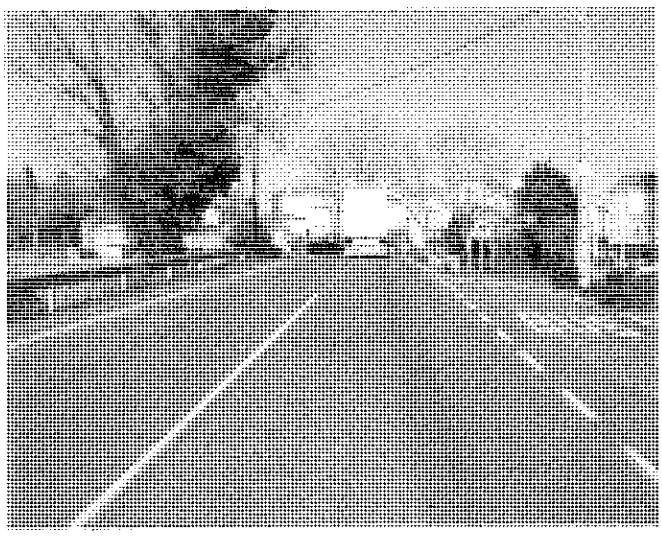


Figura 4. Entrada al puente de Ponteceso.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

## 2. CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES ARCO DE FÁBRICA

La caracterización estructural comprende el estudio del comportamiento en agotamiento y en servicio de estas estructuras mediante el análisis de las dimensiones y relaciones geométricas de los elementos de la estructura, de los materiales utilizados y de los daños presentes en el puente (geometría, material y estado). Estas variables, condicionantes en el comportamiento de estas estructuras, han sido identificadas previamente gracias a los análisis específicos realizados en estas estructuras (1,2,3) y, en los que está basada la propia caracterización estructural.

A lo largo de los últimos años se han desarrollado estudios específicos de caracterización estructural sobre puentes arco de fábrica, tanto carreteros como ferroviarios, que han permitido fijar unos límites geométricos, mecánicos y de daños, cuyo cumplimiento asegura un correcto comportamiento en servicio y en agotamiento. A continuación se indican cuales son dichos límites, en (4,5) se recogen algunos de estos estudios.

En primer lugar, los puentes no deben presentar daños que provengan de un deficiente comportamiento resistente o daños en la cimentación, ya que, en estos casos, la intervención requeriría también de un refuerzo y de una reparación y, por otra parte, quedan fuera del ámbito de los estudios de caracterización realizados. A estos efectos, es importante distinguir aquellos daños que provienen de una deficiente durabilidad de los que provienen de un mal funcionamiento resistente, que son los que condicionan el nivel de seguridad si no se encuentran estabilizados (6).

En segundo lugar y, tomando como requisito para el proyecto de ampliación que no sea preciso abordar refuerzos estructurales, el ámbito de validez del estudio de caracterización estructural realizado se encuentra limitado a aquellos valores de las variables geométricas que responden a un comportamiento estructural correcto según los estudios de caracterización estructural desarrollados y, hacen asumible el ligero aumento de carga debido a la ampliación sin necesidad de refuerzo, teniendo en cuenta el material con el que están confeccionadas. El hecho de que una estructura se encuentre fuera de los límites del estudio de caracterización realizado, no significa que no pueda ser ampliada mediante la solución propuesta, sino que requiere de un análisis previo y específico de la capacidad portante de la estructura existente.

En la figura 5 se indican las variables geométricas condicionantes.

Para puentes ejecutados en *fábrica de ladrillo*, los límites son los indicados seguidamente:

Para $L < 5{,}00$ m, la relación $c/L$ debe ser $c/L > 1/10$.

Para $5{,}00 < L < 10{,}00$ m, la relación $c/L$ debe ser $c/L > 1/15$.

Para $10{,}00 < L < 15{,}00$ m, la relación $c/L$ debe ser $c/L > 1/12$.

Además, el índice de rebajamiento de la bóveda debe ser superior a 1/8 ($f/L>1/8$), y cumplir los siguientes requisitos dimensionales:

$$\frac{1}{4} > \frac{f}{L} \geq \frac{1}{8}\frac{b_p}{L} \geq \frac{1}{5}h_p \leq 10{,}0 \quad m$$

$$\frac{1}{2} > \frac{f}{L} \geq \frac{1}{4}\frac{b_p}{L} \geq \frac{1}{8}h_p \leq 15{,}0 \quad m$$

Para puentes ejecutados en *fábrica de sillería u hormigón en masa* los límites son los siguientes:

Para $L < 5{,}00$, la relación $c/L$ debe ser $c/L > 1/10$.

Para $5{,}00 < L < 10{,}00$, la relación $c/L$ debe ser $c/L > 1/15$.

Para $10{,}00 < L < 15{,}00$, la relación $c/L$ debe ser $c/L > 1/17$.

Para $15{,}00 < L < 20{,}00$, la relación $c/L$ debe ser $c/L > 1/20$.

Para $20{,}00 < L < 25{,}00$, la relación $c/L$ debe ser $c/L > 1/24$.

Además, el índice de rebajamiento de la bóveda debe ser superior a 1/8 ($f/L>1/8$), y cumplir con los siguientes requisitos dimensionales:

$$\frac{1}{4} > \frac{f}{L} \geq \frac{1}{8}\frac{b_p}{L} \geq \frac{1}{5}h_p \leq 10{,}0 \quad m$$

$$\frac{1}{2} > \frac{f}{L} \geq \frac{1}{4}\frac{b_p}{L} \geq \frac{1}{8}h_p \leq 15{,}0 \quad m$$

La solución planteada para la ampliación transversal parte de una anchura de plataforma mínima en las estructuras bajo análisis de $b_{min} = 6{,}00$ m y comprenden la ampliación hasta una anchura máxima de $b_{max} = 10{,}50$ m.

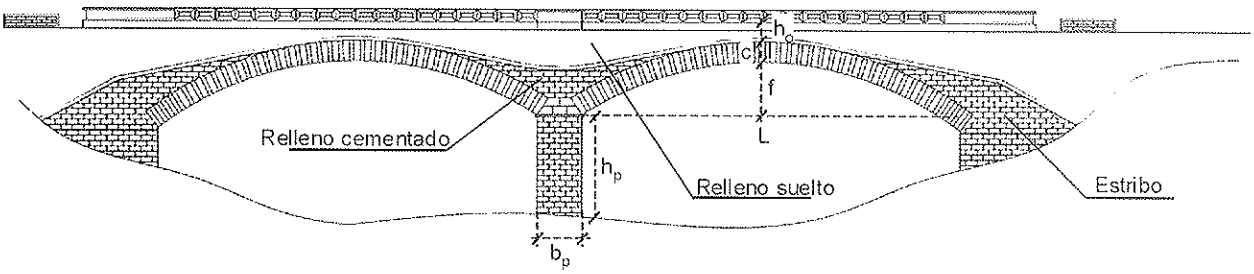



Figura 5. Configuración genérica de un puente arco de fábrica.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

## 3. CONDICIONANTES EN EL PROYECTO DE AMPLIACIÓN

A continuación se describen los condicionantes principales para la ampliación de estas estructuras.

### 3.1. Eficiencia estructural

Base de partida fundamental en el planteamiento de la solución de ampliación ha sido el aprovechamiento de la estructura existente. Es un hecho evidente y conocido que estas estructuras han demostrado una gran capacidad de readaptación frente a los cambios en las condiciones de explotación y una excelente capacidad de integración en un entorno cambiante. Existen además, numerosos estudios que permiten evaluar la capacidad portante de estas estructuras, al menos en una primera aproximación, frente a las nuevas cargas, por lo que no parece justificado prescindir, de entrada, de su capacidad cuando se plantean ampliaciones de este tipo.

Como ya se ha señalado, se ha partido también de la base de no plantear soluciones que requieran refuerzos estructurales en la superestructura o en la cimentación. Para ello, por una parte, se ha limitado el ámbito del estudio a aquellas estructuras que se encuentren "sanas" y que tipológicamente (de acuerdo con los ratios geométricos que presenten) anuncien un comportamiento resistente adecuado. Por otra parte, se han planteado soluciones en las que se han minimizado las cargas muertas (empleo de hormigones ligeros) y donde se mejora el reparto transversal.

El aprovechamiento de la estructura existente, siempre que sea posible, lleva consigo, además del respeto estructural por el puente existente, un importante ahorro económico y una mínima alteración de las condiciones de la estructura.

### 3.2. Exigencias funcionales

El hecho de acometer una ampliación de la sección transversal de la plataforma responde, fundamentalmente, a la necesidad de aumentar la capacidad de uso del puente. Dentro de esta necesidad, las soluciones planteadas pueden clasificarse, desde el punto de vista del uso o entorno, en dos grandes grupos:

- En primer lugar, estructuras que se encuentren formando parte de la trama urbana de poblaciones. En este caso, además de las calzadas de circulación, se contempla la disposición de aceras. Por lo tanto, la ampliación de la plataforma de un valor mínimo de 6,00 m a 10,50 m, permite encajar 2 carriles de circulación de 3,25 m cada uno y la disposición de aceras de 1,50 m que permitan el tránsito de peatones sin que tengan que poner en riesgo sus vidas (figura 6).
- En segundo lugar, ampliaciones de estructuras propias de tráfico carretero. En este caso, la ampliación de la plataforma de un valor mínimo de 6,00 m a 10,50 m, permite encajar 2 carriles de 3,50 m cada uno y 2 arcenes de 1,25 m cada uno (figura 7).

El estudio de la sección transversal debe de tener en cuenta la necesidad de disponer elementos de separación entre el tráfico rodado y peatonal, además de las barandillas y elementos de alumbrado. Además, deben disponerse los elementos de drenaje necesarios, evitando así futuros problemas funcionales y de durabilidad.El proyecto de ampliación debe servir también para reordenar el paso de las conducciones y canalizaciones que, en ocasiones, estan insertadas en la estructura, dispuestas sin demasiado orden y desgraciando los alzados de estas singulares estructuras.

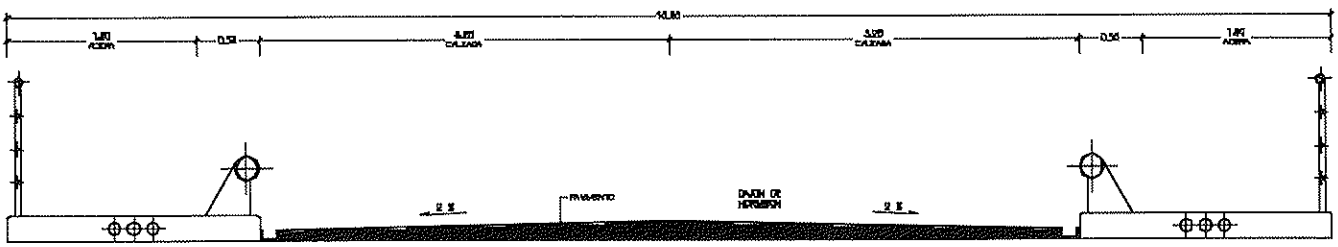


Figura 6. Sección transversal en entorno urbano.

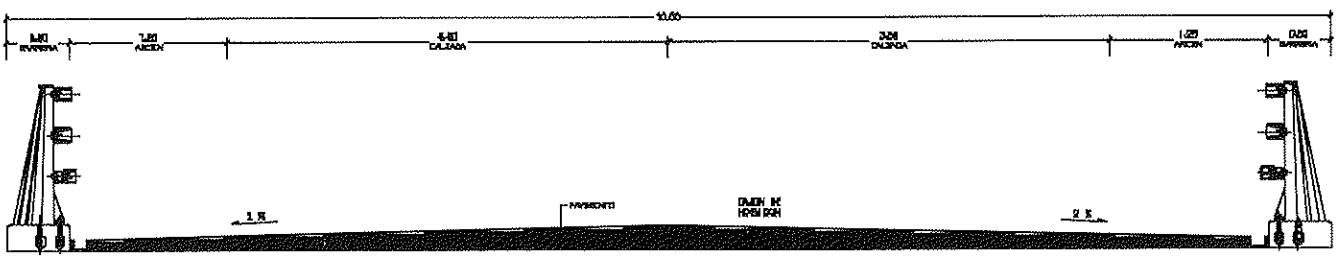


Figura 7. Sección transversal en tramo carretero no urbano.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

### 3.3. Condicionantes culturales y patrimoniales

Existe un acuerdo generalizado en torno a la idea de que un puente de bóveda de fábrica es antiguo. Por desgracia, no está tan extendida la sensibilidad hacia el carácter histórico, monumental o estético de la obra. Por eso, ante la necesidad de ampliar un puente de este tipo caben múltiples interpretaciones.

De un lado, la "conservacionista" a ultranza, asociada a la actitud que impide cualquier tipo de actuación, si acaso la reparación cosmética. De otro lado, en el extremo opuesto, la actitud "despreocupada" del hecho de que se trata de una estructura de carácter histórico, depositaria de un buen hacer ingenieril, elemento de un paisaje, urbano o no, y, además, bella y útil. El trasfondo de esta situación, que ha dado lugar a estructuras maltratadas o destruidas por culpa de intervenciones poco afortunadas, es cultural. Por otra parte, tampoco debe caerse en el "fundamentalismo" de considerar toda obra de fábrica objeto intocable o fetiche sagrado, no hay que olvidar que la razón fundamental por la que estas estructuras siguen en pie hoy en día, es el buen uso que llevan dando a lo largo de su historia.

Aunque no es éste el sitio para discutir qué estructuras deben estar catalogadas y cuáles no, así como los criterios generales de intervención, sí es conveniente señalar que, en el caso de los puentes, independientemente de su catalogación, debe valorarse, si la estructura presenta unas características formales especiales, si responde a un momento histórico especial, si es representante único de una tipología concreta o de una técnica constructiva especial, etc. En cualquier caso, se debe alcanzar una solución que aúne el respeto por el alzado y planta de la estructura existente, con las necesidades de uso de la estructura que, no debe olvidarse, es la causa principal por la que se ha mantenido en pie durante muchos años.

En el planteamiento de la solución que se recoge en este trabajo se han recogido los requisitos incluidos en la carta de Venecia (1964) sobre la Conservación y Restauración de Monumentos y de Conjuntos Históricos Artísticos, en cuanto a:

- Transparencia de la intervención.
- Respeto por el monumento existente.
- Reversibilidad de la intervención.
- No agresión al medio, etc.

### 3.4. Mantenimiento y durabilidad

Especial atención debe prestarse al mantenimiento y a la durabilidad, no sólo de la ampliación, sino del conjunto de la estructura sobre la que se interviene.

Para poder asegurar el correcto funcionamiento de la solución propuesta a lo largo de su vida útil (término difícil de definir en estas estructuras), el proyecto de ampliación debe tener en cuenta el mantenimiento de la estructura. El tipo de ambiente donde se ubique la estructura condicionará el proyecto de la ampliación. Por otra parte, como ya se ha indicado en numerosos estudios, el agua es el principal agente nocivo de estas estructuras, por constituir un agente agresivo en sí mismo y por servir de transporte a otras sustancias agresivas. Por lo tanto, es recomendable que las soluciones planteadas incorporen la impermeabilización del tablero y el drenaje de la estructura.

### 3.5. Proceso constructivo

No debe de perderse de vista que las actuaciones que conlleva una ampliación de este tipo se realizan sobre una estructura existente y, generalmente, en uso. Por lo tanto, el proceso constructivo debe de ser compatible, tanto con el entorno (presencia de un río, mar, etc.), como con el uso de la estructura (posibilidad de variantes alternativas, IMD altas, porcentajes de pesados, etcétera.).

Se ha adoptado como criterio general en el proyecto de la ampliación interferir mínimamente con la estructura y su uso. De forma general, dentro de la solución de ampliación se pueden distinguir tres fases constructivas diferenciadas; una primera fase de preparación de los trabajos, de retirada y desmontaje de elementos; una segunda fase, que comprende los trabajos de ampliación y, por último, una tercera fase, donde se realizan los acabados, reintegrando la mayor parte posible de los elementos desmontados.

La solución planteada debe contemplar un procedimiento constructivo factible indicando claramente la duración de las fases y los eventuales cortes de tráfico parciales o totales que sean requeridos en cada caso.

## 4. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN: AMPLIACIÓN MEDIANTE EL EMPLEO DE LOSAS DE HORMIGÓN LIGERO

La solución comprende la ampliación transversal de la plataforma a partir de un ancho mínimo de 6,00 m a uno máximo de 10,50 m, mediante losas de hormigón ligero. La necesidad

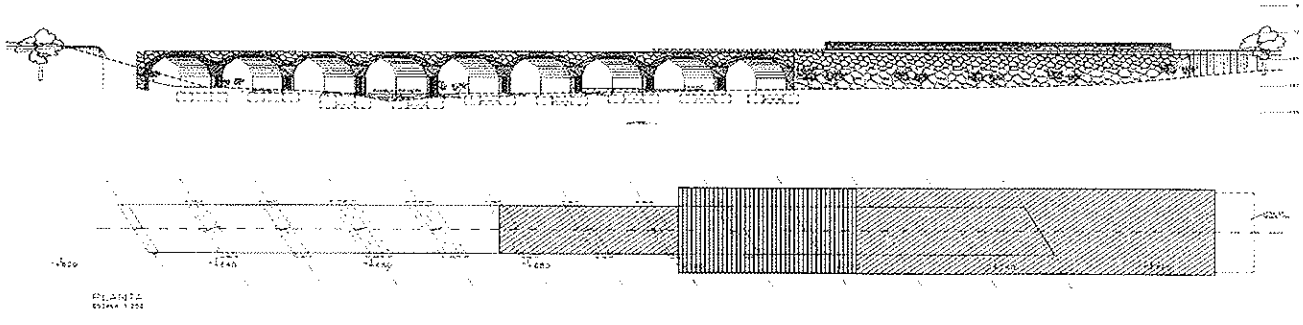


Figura 8. Proceso constructivo planteado para la ampliación transversal de la estructura de la Rambla primera en el P.K. 7+700. Lliria-Casinos.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

de no incrementar las cargas muertas sobre la estructura obliga al empleo de materiales y formas que minimicen su peso.

### 4.1. Idoneidad y ámbito de aplicación

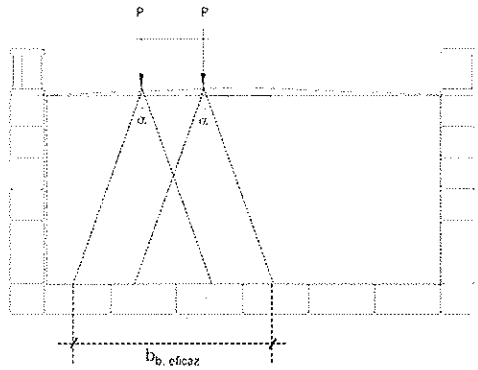
Las losas apoyan directamente sobre el relleno de las bóvedas (nunca sobre los tímpanos) y se encargan de transmitir las cargas aplicadas sobre él, aumentando la anchura eficaz de la bóveda al mejorar el reparto transversal de cargas y, por lo tanto, aumentando la capacidad portante de la estructura.

La colocación de las losas debe realizarse tras haber retirado el pavimento y haber rebajado al menos los 0,20 m superiores de relleno. Es muy conveniente que se compacte el relleno antes de su colocación.

En la figura 9 se muestra la anchura de bóveda movilizada bajo la aplicación en la sección de clave de la bóveda del carro de la Instrucción. La interposición de la losa de hormigón entre la capa de rodadura y el relleno, aumenta considerablemente la anchura eficaz (figuras 11, 12 y 13).

En las figuras 10, 11, 12 y 13 se muestran las secciones transversales de la estructura antes de la ampliación, la solución en el caso de un puente urbano y carretero simétrico, así como de un puente urbano asimétrico, respectivamente.

Teniendo en cuenta el proceso constructivo es posible plantear dos soluciones; en primer lugar, la ampliación mediante prelosa prefabricada + hormigonado posterior de la capa superior y, en segundo lugar, la ampliación mediante losas prefabricadas.




$b_{eficaz}$: (2.0 + 2 $h_0$) ≯ 4,00 m
$h_0$ (sobreespesor en clave) = 0,50
$b_{eficaz}$: (2.0+2 · 0,50) = 3,00 m

Figura 9. Ancho eficaz de bóveda para el carro de la IAP.

En el primer caso, las prelosas se colocan sobre el relleno y, posteriormente se hormigona el resto de la losa, evitando así su funcionamiento como teclas de piano, al dotar de continuidad longitudinal a la solución. En el segundo caso, las losas completas se disponen una junto a otra, dejando una pequeña junta transversal entre ellas que se hormigona posteriormente (figura 14). En este segundo caso, se dota de continuidad longitudinal mediante el hormigonado posterior de dos nervios longitudinales (habitualmente se aprovecha el pedestal de la barrera o la mediana).

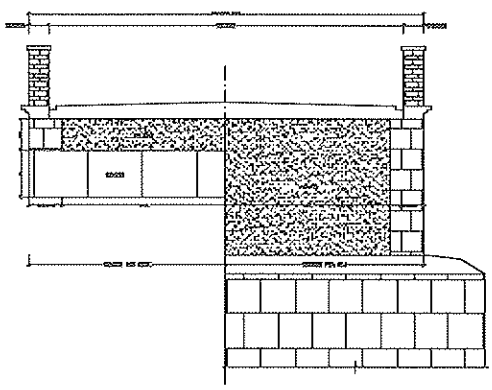


Figura 10. Sección transversal existente.

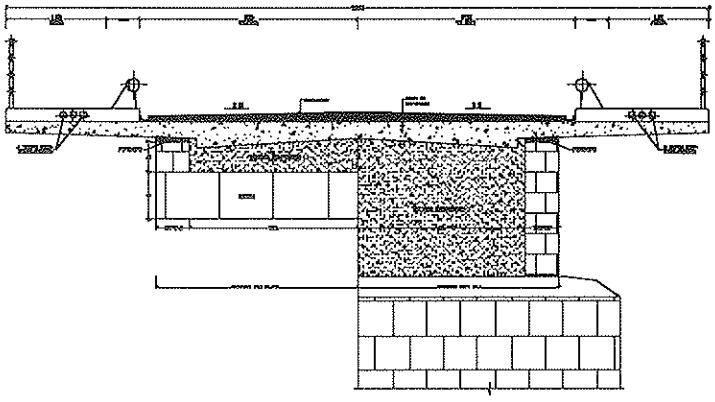


Figura 11. Sección transversal existente.

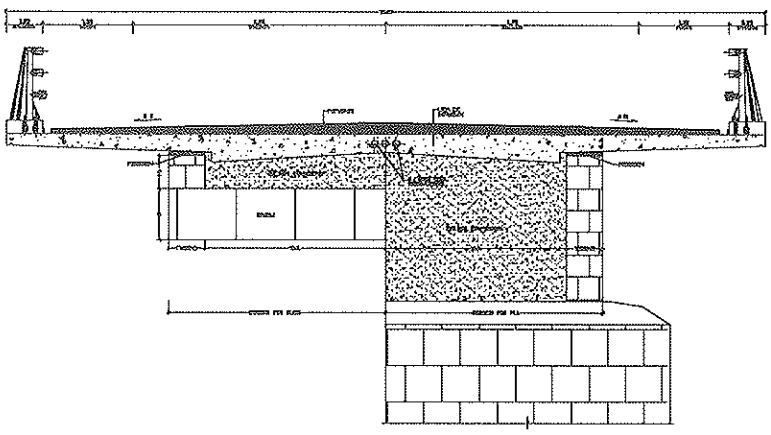


Figura 12. Sección transversal simétrica en entorno carretero.

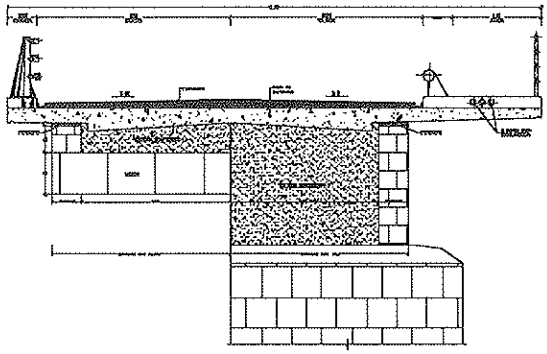


Figura 13. Sección transversal asimétrica en entorno urbano.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

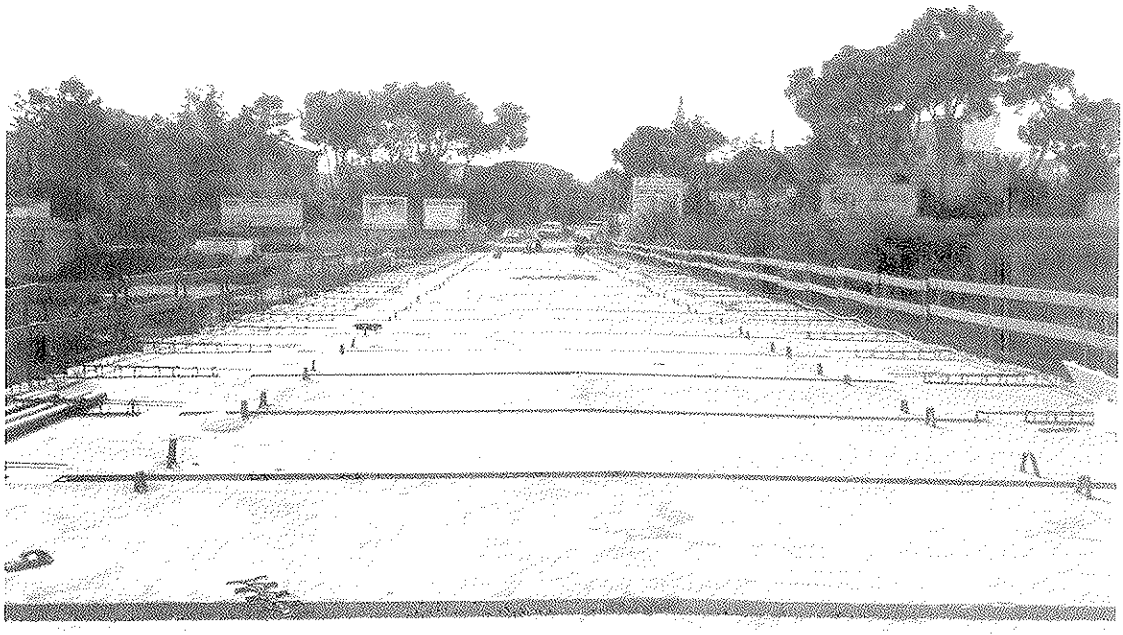


Figura 14. Disposición de las losas de hormigón ligero empleadas en la ampliación del puente sobre el barranco del Torrent [7].

En ambos caso, la geometría final de la losa se deduce de las figuras 11,12 y 13. El canto es variable en la zona de los voladizos, presentando un mínimo en el extremo de $e$ = 0,20 m, aumentando linealmente en el voladizo hasta, aproximadamente, 0,25 m en la sección del tímpano. En el interior de la bóveda el canto puede ser constante o se pueden disponer dos tacones en ambos extremos interiores para que la configuración de apoyo oriente las cargas hacia el interior de la bóveda y minimice las acciones horizontales sobre el tímpano. En cualquier caso, la losa no debe apoyar nunca sobre los tímpanos. Para impedirlo, puede disponerse una cuña de porexpan, tal y como aparece representado en las figuras anteriores.

En la tabla 1 se han tabulado, en el rango de luces comprendido entre 5 y 25 m, los valores mínimos de la flecha $f$, el sobre-espesor en clave $h0$, el canto $c$, el ancho de pila $bp$ y la altura de pila $hp$, para un peso específico promedio de los materiales de 20 kN/m3 y un ancho mínimo de bóveda de 6 m, valores para los que es posible aplicar las propuestas de esta solución (ver punto 2 y figura 5).

**Tabla 1. Características geométricas de las estructuras (ver figura 3).**

| Geometría de la estructura | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| f/L | L [m] | f [m] | $h_0$ [m] | c [m] | $b_p$ [m] | $h_p$ [m] | γ[kN/m$^3$] | b [m] |
| 1/2 | 5,0 | 2,50 | 0,3 | 0,50 | 0,63 | 2 | 20 | 6 |
| | 7,5 | 3,75 | 0,3 | 0,60 | 0,94 | 2 | 20 | 6 |
| | 10,0 | 5,00 | 0,3 | 0,67 | 1,25 | 2 | 20 | 6 |
| | 15,0 | 7,50 | 0,3 | 0,88 | 1,88 | 2 | 20 | 6 |
| | 20,0 | 10,00 | 0,3 | 1,00 | 2,50 | 2 | 20 | 6 |
| | 25,0 | 12,50 | 0,3 | 1,05 | 3,13 | 2 | 20 | 6 |
| 1/4 | 5,0 | 1,25 | 0,3 | 0,50 | 0,63 | 2 | 20 | 6 |
| | 7,5 | 1,88 | 0,3 | 0,60 | 0,94 | 2 | 20 | 6 |
| | 10,0 | 2,50 | 0,3 | 0,67 | 1,25 | 2 | 20 | 6 |
| | 15,0 | 3,75 | 0,3 | 0,88 | 1,88 | 2 | 20 | 6 |
| | 20,0 | 5,00 | 0,3 | 1,00 | 2,50 | 2 | 20 | 6 |
| | 25,0 | 6,25 | 0,3 | 1,05 | 3,13 | 2 | 20 | 6 |
| 1/6 | 5,0 | 0,83 | 0,3 | 0,50 | 1,25 | 2 | 20 | 6 |
| | 7,5 | 1,25 | 0,3 | 0,60 | 1,88 | 2 | 20 | 6 |
| | 10,0 | 1,67 | 0,3 | 0,67 | 2,50 | 2 | 20 | 6 |
| | 15,0 | 2,50 | 0,3 | 0,88 | 3,75 | 2 | 20 | 6 |
| | 20,0 | 3,33 | 0,3 | 1,00 | 5,00 | 2 | 20 | 6 |
| | 25,0 | 4,17 | 0,3 | 1,05 | 6,25 | 2 | 20 | 6 |
| 1/8 | 5,0 | 0,63 | 0,3 | 0,50 | 1,25 | 2 | 20 | 6 |
| | 7,5 | 0,94 | 0,3 | 0,60 | 1,88 | 2 | 20 | 6 |
| | 10,0 | 1,25 | 0,3 | 0,67 | 2,50 | 2 | 20 | 6 |
| | 15,0 | 1,88 | 0,3 | 0,88 | 3,75 | 2 | 20 | 6 |
| | 20,0 | 2,50 | 0,3 | 1,00 | 5,00 | 2 | 20 | 6 |
| | 25,0 | 3,13 | 0,3 | 1,05 | 6,25 | 2 | 20 | 6 |



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Se han analizado en profundidad los efectos que la ampliación tendría sobre las estructuras que se recogen en la tabla 1. Estas estructuras presentan ratios geométricos que se encuentran en el límite de los ratios geométricos enumerados en el punto 2. Esto quiere decir que, por una parte, el peso de la estructura, dentro de las estructuras que quedan bajo el ámbito de aplicación del estudio, es el menor posible, lo que significa que, en estos casos, la ampliación supondrá un incremento de carga, tanto en la superestructura como en la cimentación, mayor que en el resto de estructuras estudiadas. Por otra parte, el incremento de carga debido a la ampliación, tanto permanente como variable, conlleva un mayor incremento tensional con respecto al estado inicial, sobre la fábrica de los principales elementos estructurales, que en otros casos, donde las estructuras son menos esbeltas y este incremento es menor y menos condicionante.

En la tabla 2 se recoge, en primer lugar, la carga muerta (estimada aproximadamente, columnas 3 y 4) la carga debida a la sobrecarga en la situación previa a la intervención (5ª columna). En segundo lugar, el incremento de carga muerta que supone la ampliación (6ª columna) y la sobrecarga en la situación posterior a la intervención (7ª columna). Por último, se recoge el incremento de la carga muerta en la bóveda (8ª columna) y en la cimentación (9ª columna) y el incremento de la carga total, en porcentaje, que supone la ampliación (10ª y 11ª columnas).

En la estimación del incremento de carga debido a la ampliación se ha supuesto un hormigón ligero de clase de densidad 1,8 según Eurocódigo 2 [8], que equivale a una densidad final, para el hormigón armado de $\gamma = 19{,}50$ kN/m$^3$. Acudir a una densidad menor en el hormigón ligero penalizaría la resistencia a tracción en el hormigón, y, por tanto, la capacidad a cortante, condicionante en el voladizo, como se verá en el epígrafe siguiente.

Si se acepta como criterio de proyecto[1] que un incremento del 10% en la carga permanente y un 15% en la carga total es aceptable y no requiere de refuerzos estructurales, es posible concluir que la solución de ampliación mediante el empleo de hormigones ligeros es válida.

El proceso constructivo habitual en estos casos pasa por las siguientes fases:

**Fase I**. En esta fase se retiran los elementos de alumbrado y drenaje, se escarifican las sucesivas capas de pavimentación, se retiran de barandillas y barreras y por último se retiran, aproximadamente, 0,20 m del relleno existente en superficie.

**Tabla 2. Cargas muertas y sobrecargas antes y después de la ampliación, Variación de la carga permanente y carga total (Densidad del hormigón $\gamma = 19{,}50$ kN/m$^3$).**

| 1 f/L | 2 L [m] | 3 $W_{bóveda}$ [kN] | 4 $W_{pila}$ [kN] | 5 Δ Carga permanente [kN] | 6 Sobrecarga anterior [kN] | 7 Sobrecarga Nueva [kN] | 8 % Δ Carga Permanente | 9 % Δ Carga perm. cimentación | 10 % Δ Carga total | 11 % Δ Carga total cimentación |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1/2 | 5,0 | 1049,40 | 150 | 120 | 720 | 805 | 11.435 | 10.00 | 11.58 | 10.68 |
| | 7,5 | 2057,41 | 225 | 180 | 780 | 907,5 | 8.749 | 7.88 | 10.83 | 10.04 |
| | 10,0 | 3343,06 | 300 | 240 | 840 | 1010 | 7.179 | 6.58 | 9.80 | 9.14 |
| | 15,0 | 6974,12 | 450 | 360 | 960 | 1215 | 5.162 | 4.84 | 7.75 | 7.33 |
| | 20,0 | 11660,44 | 600 | 480 | 1080 | 1420 | 4.116 | 3.91 | 6.43 | 6.14 |
| | 25,0 | 17291,32 | 750 | 600 | 1200 | 1625 | 3.470 | 3.32 | 5.54 | 5.32 |
| 1/4 | 5,0 | 859,58 | 150 | 120 | 720 | 805 | 13.960 | 11.88 | 12.97 | 11.85 |
| | 7,5 | 1630,30 | 225 | 180 | 780 | 907,5 | 11.041 | 9.70 | 12.75 | 11.66 |
| | 10,0 | 2583,75 | 300 | 240 | 840 | 1010 | 9.289 | 8.32 | 11.97 | 11.01 |
| | 15,0 | 5265,68 | 450 | 360 | 960 | 1215 | 6.837 | 6.29 | 9.87 | 9.21 |
| | 20,0 | 8623,21 | 600 | 480 | 1080 | 1420 | 5.566 | 5.20 | 8.45 | 7.95 |
| | 25,0 | 12545,65 | 750 | 600 | 1200 | 1625 | 4.783 | 4.51 | 7.45 | 7.07 |
| 1/6 | 5,0 | 884,37 | 300 | 120 | 720 | 805 | 13.569 | 10.13 | 12.77 | 10.76 |
| | 7,5 | 1652,34 | 450 | 180 | 780 | 907,5 | 10.894 | 8.56 | 12.64 | 10.66 |
| | 10,0 | 2587,99 | 600 | 240 | 840 | 1010 | 9.274 | 7.52 | 11.96 | 10.17 |
| | 15,0 | 5214,35 | 900 | 360 | 960 | 1215 | 6.904 | 5.88 | 9.96 | 8.69 |
| | 20,0 | 8449,96 | 1200 | 480 | 1080 | 1420 | 5.680 | 4.97 | 8.60 | 7.64 |
| | 25,0 | 12171,82 | 1500 | 600 | 1200 | 1625 | 4.929 | 4.38 | 7.66 | 6.89 |
| 1/8 | 5,0 | 815,65 | 300 | 120 | 720 | 805 | 14.712 | 10.75 | 13.34 | 11.16 |
| | 7,5 | 1497,72 | 450 | 180 | 780 | 907,5 | 12.018 | 9.24 | 13.50 | 11.27 |
| | 10,0 | 2313,11 | 600 | 240 | 840 | 1010 | 10.376 | 8.23 | 13.00 | 10.92 |
| | 15,0 | 4595,87 | 900 | 360 | 960 | 1215 | 7.833 | 6.55 | 11.06 | 9.52 |
| | 20,0 | 7350,44 | 1200 | 480 | 1080 | 1420 | 6.530 | 5.61 | 9.72 | 8.51 |
| | 25,0 | 10453,81 | 1500 | 600 | 1200 | 1625 | 5.740 | 5.01 | 8.79 | 7.79 |

[1] Este criterio de proyecto responde a los estudios analíticos específicos realizados.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Estas operaciones se pueden realizar por mitades longitudinales en el puente, por lo que no es necesario plantear cortes de tráfico totales en esta fase. El tráfico se deberá regular mediante un semáforo a la entrada y a la salida del puente, ya que sólo se podrá circular por uno de los dos carriles existentes.

**Fase II**. Colocación de la nueva plataforma. En este caso, existen dos alternativas posibles en función de si se acude a una solución totalmente prefabricada (losas) o mixta (prelosa + capa superior). En cualquier caso, se debe compactar y preparar el relleno e impermeabilizar el tablero, para pasar, a la colocación de las prelosas, la armadura de refuerzo y el hormigonado de la capa superior, en la segunda solución o, a la colocación de losas y hormigonado posterior de juntas transversales y nervios longitudinales, en la primera solución.

En esta fase sí es necesario plantear cortes de tráfico totales durante la colocación de las losas/prelosas. La duración de este periodo dependerá de la longitud total del puente, de los accesos, etc., si bien es verdad que, en la solución de ampliación mediante prelosas, se requiere de más tiempo para la ejecución, por lo que es necesario plantear cortes de tráfico mayores.

**Fase III.** Por último, se ejecutaran los acabados, colocación de elementos de drenaje e impermeabilización, pavimentación y colocación de barandillas, barreras y elementos de alumbrado.

La ejecución de los voladizos laterales supone un cambio en los alzados de la estructura, si bien es verdad que la luz de estos voladizos no es grande y su visibilidad dependerá de aspectos como la directriz de la bóveda, el sobre-espesor del relleno en clave, la visual, etc.

El hormigón ligero es un material compatible con la casi totalidad de las fábricas empleadas en la confección de estos puentes, tanto desde el punto de vista del comportamiento estructural, como del funcionamiento estético y visual. Además, la ampliación es reversible ya que no supone un cambio en la configuración estructural del puente ni en su funcionamiento por lo que puede ser retirada en el momento en que se desee restituir la configuración de partida (a menudo reinventada, pues se parte de ampliaciones o modificaciones anteriores).

### 4.2. Aspectos específicos del proyecto de elementos de hormigón ligero

Actualmente, los hormigones ligeros quedan fuera del ámbito de aplicación de la EHE, por lo que el documento de referencia para el proyecto de elementos estructurales ejecutados en hormigón ligero es el Eurocódigo 2, capítulo 11.

En el caso que nos ocupa, el proyecto de las losas está condicionado, desde el punto de vista resistente, por el dimensionamiento de la sección del voladizo frente a los esfuerzos de



Figura 15. Aspecto final de la ampliación realizada en el puente sobre el barranco del Torrent.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

cortante y flexión generados, fundamentalmente por la acción del carro y, desde el punto de vista de la durabilidad, por los recubrimientos adoptados que dependerán del ambiente al que vaya a estar sometida la estructura.

En primer lugar, es recomendable el empleo de hormigones cuya resistencia característica sea de al menos 30 MPa (LC-30) y cuya clase de densidad sea de 1.80 (correspondiente a una densidad final para el hormigón armado de $\gamma = 19.50$ kN/m$^3$). Acudir, como ya se ha comentado previamente, a densidades menores, conlleva la aplicación de un coeficiente reductor ($\eta_1$) para la resistencia a tracción del hormigón y, por lo tanto, a la capacidad cortante de la sección, que obliga a aumentar las dimensiones de las losas para hacer frente a los esfuerzos solicitantes.

En segundo lugar, en cuanto a las comprobaciones de servicio, el empleo de hormigones ligeros implica una fuerte disminución en el valor del módulo de deformación longitudinal $E_{lcm} = \eta_E E_{cm}$, siendo $\eta_E = (p/2200)^2$. En cualquier caso, si se emplean hormigones cuya clase de densidad sea de 1.80, la relación de esbeltez empleada en el voladizo de, aproximadamente, c/L= 1/9, es aceptable.

Por último, debido a que los áridos ligeros oponen menor resistencia a la difusión de gases ($CO_2$) es necesario incrementar en 5 mm los recubrimientos habituales en el hormigón convencional.

## 5. CONCLUSIONES

- El empleo de hormigones ligeros en las ampliaciones de los puentes arco de fábrica permite mejorar las condiciones de uso de la estructura sin aumentar las cargas sobre la estructura y cimentación.
- Previamente al proyecto de ampliación se debe evaluar la seguridad de la estructura existente frente a las cargas actuales y su comportamiento bajo cargas de servicio.
- Existen trabajos de caracterización estructural de los puentes arco de fábrica que permiten evaluar si su seguridad es suficiente.
- La ampliación mediante losas de hormigón ligero presenta procesos constructivos compatibles con el uso de la estructura, requiriendo cortes de tráfico parciales en tiempo y espacio.
- La solución descrita es reversible al no alterar la configuración general de la estructura presentando una deconstrucción similar a su construcción.
- El dimensionamiento de las secciones críticas de la ampliación hace recomendable el empleo de hormigones cuya resistencia sea de LC-30 y su cuya clase de densidad sea de 1.80. Además, los recubrimientos deben ser 5.00 mm mayores que los habituales en el hormigón convencional.
- En aquellos casos en los que sea necesario acudir a soluciones más ligeras, la ampliación se debe realizar mediante el empleo de losas de hormigón ligero pretensado, de esta manera se podrá disminuir las dimensiones de las losas y, no, mediante el empleo de hormigones de menor densidad.

## BIBLIOGRAFÍA

**[1]** MARTÍN-CARO, J.A "Análisis estructura de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación". Tesis Doctoral. UPC.2001.

**[2]** PAGE, J. State of the art review on the masonry arch bridge. TRRL. Department of transport.

**[3]** MOLINS, C; ROCA, P. Análisis resistente de construcciones de obra de fábrica. Aplicaciones a puentes arco. Hormigón y acero nº 209. 1998.

**[4]** MARTÍN-CARO, J.A; LEÓN, J.; CORRES, H. "Caracterización estructural de los puentes arco de fábrica de la red ferroviaria". U.D. de Hormigón estructural de ETS de Ing. de Caminos, Canales y Puertos de Madrid y RENFE. 2000-2001.

**[5]** MARTÍN-CARO, J.A; LEÓN, J.; CORRES, H. "Caracterización estructural de los puentes arco de fábrica de la red ferroviaria II". U.D. de Hormigón estructural de ETS de Ing. de Caminos, Canales y Puertos de Madrid y RENFE. 2001-2002.

**[6]** MARTÍN-CARO, J.A; LEÓN, J.; CORRES, H. "Catálogo de daños de los puentes arco de fábrica de la red ferroviaria". U.D. de Hormigón estructural de ETS de Ing. de Caminos, Canales y Puertos de Madrid y RENFE. 2001-2002.

**[7]** MARTÍN-CARO, J.A; LEÓN, J.; CORRES, H. "Puente sobre el barranco del Torrent. Evaluaciójn e intervención". Hormigón y acero. 1er trimestre, 2001.

**[8]** Eurocódigo EC-2. Design of concrete structures. PrEN-1992. European Committee for Standardization.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Los hormigones especiales en el Eurocódigo 2. Hormigones de alta resistencia y hormigones ligeros

## *High Strength and Lightweight Concretes in Eurocode 2*

**Hugo Corres Peiretti**
Prof. Dr. Ingeniero de Caminos

**Alejandro Pérez Caldentey**
Prof. Dr. Ingeniero de Caminos

**María Fernanda Defant Erimbaue**
Ingeniero Civil

**Patricio Sebastián Padilla Lavaselli**
Ingeniero Civil

**Valentín Moreno Padilla**
Ingeniero de Caminos

U.D. Hormigón - E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos

**RESUMEN**

En este trabajo se presenta el tratamiento que da el Eurocódigo *2 prEN 1992-1-1 Diseño de Estructuras de Hormigón. Reglas Generales y reglas para edificación. EC2* (1), actualmente en fase final de aprobación, a los hormigones especiales que contempla los hormigones de alta resistencia y los hormigones ligeros.

El EC2, como es bien sabido, trata solo aspectos de proyecto. El EC2 está planteado para hormigones con resistencias desde 12 a 90 MPa, sin distinguir explícitamente entre hormigones de resistencia normal y de alta resistencia. También, el EC2 tiene un capítulo dedicado a los hormigones ligeros con resistencias desde 12 a 80 MPa, el Capitulo 11, que esencialmente utiliza la formulación de los hormigones de densidad normal, corrigiéndola con coeficientes desarrollados especialmente.

Por último, y siempre que ha sido posible, se analiza la situación de la EHE (2) que trata en el articulado hormigones de resistencias normales, desde 25 a 50 MPa, y en el Anejo 11 hormigones de alta resistencia, hasta 100 MPa.

***SUMMARY***

*In this article the treatment given by Eurocode 2 prEN 1992-1-1 Design of Concrete Structures. General rules and rules for buildings EC2 (1), presently under phase of approval, to high strength and lightweight concretes is presented.*

*EC2, as is well known, deals only with design issues. EC2 is formulated taking into account concrete strengths from 12 to 90 MPa, without a specific distinction between normal strength concrete and high strength concrete. EC2 also has a specific Chapter which deals with lightweight concrete with strengths ranging from 12 to 80 MPa, Chapter 11, which basically provides correction factors to the models used for normal weight concretes.*

*Finally, and whenever this has been possible, the situation of the Spanish structural concrete Code, EHE (2), is analyzed, examining the provisions of the main text for normal strength concretes, from 25 to 50 MPa, and Annex 11 for high strength concretes up to 100 MPa.*

## 1. INTRODUCCIÓN

El EC2 permite la utilización de hormigones de densidad normal, desde los 12 a los 90 MPa, sin distinguir entre hormigones de alta resistencia y hormigones normales. Asimismo, aborda el proyecto de hormigones ligeros, dedicando a este tema el Capitulo 11, utilizando las formulaciones propuestas para los hormigones de densidad normal con las correcciones necesarias para su tratamiento.

La ENV 1992 (3) y el Código Modelo del 78 (4), en el que se inspiró el primero, abarcaban el proyecto de hormigones de hasta 50 MPa. En ninguno de los dos había referencias a otros tipos de hormigones.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

El Código Modelo del 90 (5), de acuerdo con el estado del conocimiento de la época, se formuló para hormigones de hasta 80 MPa. En años siguientes en el seno del CEB se publicaron al menos dos documentos (12)(13) para reflejar el estado del arte sobre hormigones de alta resistencia y sendas propuestas para la revisión del Código Modelo del 90.

El EC2, en la versión actual de prEN, ha abordado una nueva actualización de los hormigones de alta resistencia y de los hormigones ligeros. Inicialmente era intención del equipo redactor de esta versión extender la aplicación hasta los 100 MPa, aunque en las discusiones posteriores se acordó, sin una justificación científica clara, limitar la aplicación a los 90 MPa. De igual forma, el equipo redactor propuso la integración de los hormigones ligeros en el articulado aunque, lamentablemente y por las mismas razones aludidas anteriormente, se fijó el criterio que actualmente tiene el texto actual.

Ya que el documento no esta traducido ni difundido de forma pública, en este trabajo se reproducen los valores y formulaciones más importantes, relativos a los distintos temas tratados.

En este trabajo se comparan, siempre que ha sido posible, los criterios del EC2 con los expuestos en la EHE, en el articulado para hormigones de hasta 50 MPa y en el Anejo 11 para hormigones de hasta 100 MPa.

## 2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

En el Capítulo 3 del EC2 se plantean las propiedades principales de los hormigones de densidad normal. La Tabla 1 reproduce la Tabla 3.1 del EC2. En ella se definen los hormigones a considerar, las tensiones máximas de compresión y tracción así como las deformaciones más significativas para los distintos diagramas que se proponen.

Los hormigones ligeros se tratan, como se ha dicho, en el Capitulo 11. La Tabla 2 reproduce la Tabla 11.3.1 del EC2, idéntica a la anterior pero para hormigones ligeros. En el caso de hormigones ligeros las propiedades varían con la densidad. En la Tabla 3, idéntica a la 11.1 del EC2, se definen las densidades contempladas en el EC2. Las resistencias y las deformaciones se obtienen a partir de las correspondientes a los hormigones de densidad normal multiplicándolas por unos coeficientes de corrección, que son función de la densidad.

En la Tabla 3 se muestran las clases de densidades definidas en el EC2.

**Tabla 1. Tensiones y deformaciones para los hormigones normales establecidas en el EC2.**

| Resistencia del Hormigón | | | | | | | | | | | | | | | Relación analítica |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ck}$ [MPa] | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 | 80 | 90 | |
| $f_{ck,cubica}$ [MPa] | 15 | 20 | 25 | 30 | 37 | 45 | 50 | 55 | 60 | 67 | 75 | 85 | 95 | 105 | |
| $f_{cm}$ [MPa] | 20 | 24 | 28 | 33 | 38 | 43 | 48 | 53 | 58 | 63 | 68 | 78 | 88 | 98 | $f_{cm} = f_{ck} + 8[MPa]$ |
| $f_{ctm}$ [MPa] | 1.6 | 1.9 | 2.2 | 2.6 | 2.9 | 3.2 | 3.5 | 3.8 | 4.1 | 4.2 | 4.4 | 4.6 | 4.8 | 5.0 | $f_{ctm} = 0.3\, f_{ck}^{(\%)} \le H50/60$ <br> $f_{ctm} = 2.12 \ln\left(1 + \left(f_{cm}/10\right)\right) > H50/60$ |
| $f_{ctk,0.05}$ [MPa] | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 2.7 | 2.9 | 3.0 | 3.1 | 3.2 | 3.4 | 3.5 | $f_{ctk,0.05} = 0.7\, f_{ctm}$ 5% fractile |
| $f_{ctk,0.95}$ [MPa] | 2.0 | 2.5 | 2.9 | 3.3 | 3.8 | 4.2 | 4.6 | 4.9 | 5.3 | 5.5 | 5.7 | 6.0 | 6.3 | 6.6 | $f_{ctk,0.95} = 1.3\, f_{ctm}$ 95% fractile |
| $E_{cm}$ [GPa] | 27 | 29 | 30 | 31 | 32 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 41 | 42 | 44 | $E_{cm} = 22\left[f_{cm}/10\right]^{0.3}$ ($f_{cm}$ en MPa) |
| $\varepsilon_{c1}$ [‰] (figura 1.a) | 1.8 | 1.9 | 2.0 | -2.1 | 2.2 | 2.25 | 2.3 | 2.4 | 2.45 | 2.5 | 2.6 | 2.7 | 2.8 | 2.8 | $\varepsilon_{c1}(‰) = 0.7\, f_{cm}^{0.31} < 2.8$ |
| $\varepsilon_{cu1}$ [‰] (figura 1.a) | 3.5 | | | | | | | | | 3.2 | 3.0 | 2.8 | 2.8 | 2.8 | para $f_{ck} \ge 50MPa$ <br> $\varepsilon_{cu1}(‰) = 2.8 + 27\left[(98 - f_{cm})/100\right]^4$ |
| $\varepsilon_{c2}$ [‰] (figura 1.b) | 2.0 | | | | | | | | | 2.2 | 2.3 | 2.4 | 2.5 | 2.6 | para $f_{ck} \ge 50MPa$ <br> $\varepsilon_{c2}(‰) = 2.0 + 0.085(f_{ck} - 50)^{0.53}$ |
| $\varepsilon_{cu2}$ [‰] (Figura 1.b) | 3.5 | | | | | | | | | 3.1 | 2.9 | 2.7 | 2.6 | 2.6 | para $f_{ck} \ge 50MPa$ <br> $\varepsilon_{cu2}(‰) = 2.6 + 35\left[(90 - f_{ck})/100\right]^4$ |
| n | 2.0 | | | | | | | | | 1.75 | 1.6 | 1.45 | 1.4 | 1.4 | para $f_{ck} \ge 50MPa$ <br> $n = 1.4 + 23.4\left[(90 - f_{ck})/100\right]^4$ |
| $\varepsilon_{c3}$ [‰] (Figura 1.c) | 1.75 | | | | | | | | | 1.8 | 1.9 | 2.0 | 2.2 | 2.3 | para $f_{ck} \ge 50MPa$ <br> $\varepsilon_{c3}(‰) = 1.75 + 0.55\left[(f_{ck} - 50)/40\right]$ |
| $\varepsilon_{cu3}$ [‰] (figura 1.c) | 3.5 | | | | | | | | | 3.1 | 2.9 | 2.7 | 2.6 | 2.6 | para $f_{ck} \ge 50MPa$ <br> $\varepsilon_{cu3}(‰) = 2.6 + 35\left[(90 - f_{ck})/100\right]^4$ |



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

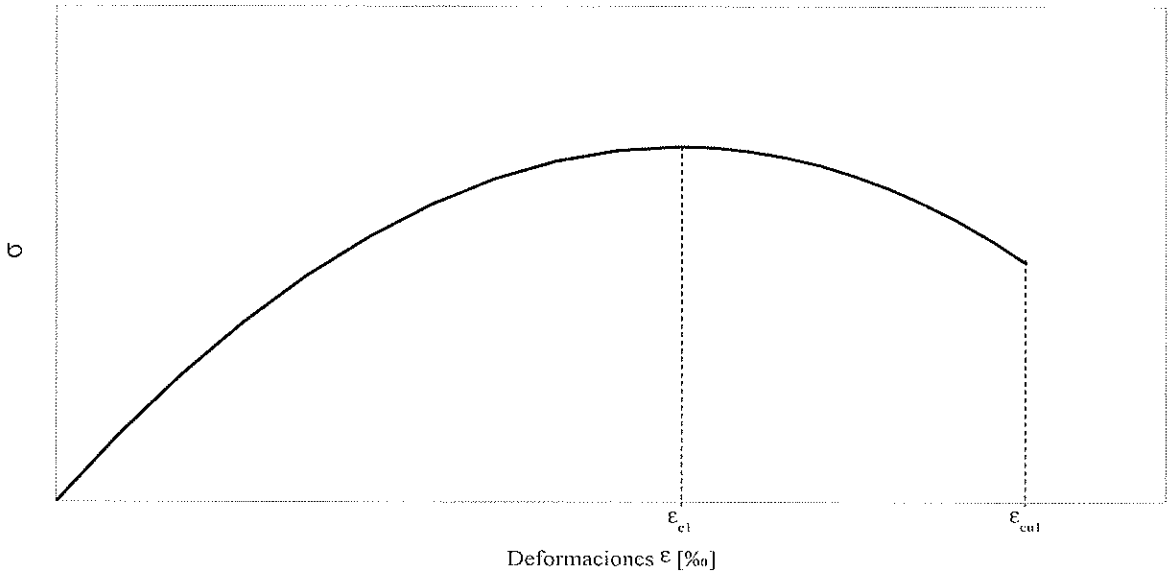



Figura 1.a). Diagrama tipo Sargin. Hormigones de densidad normal.

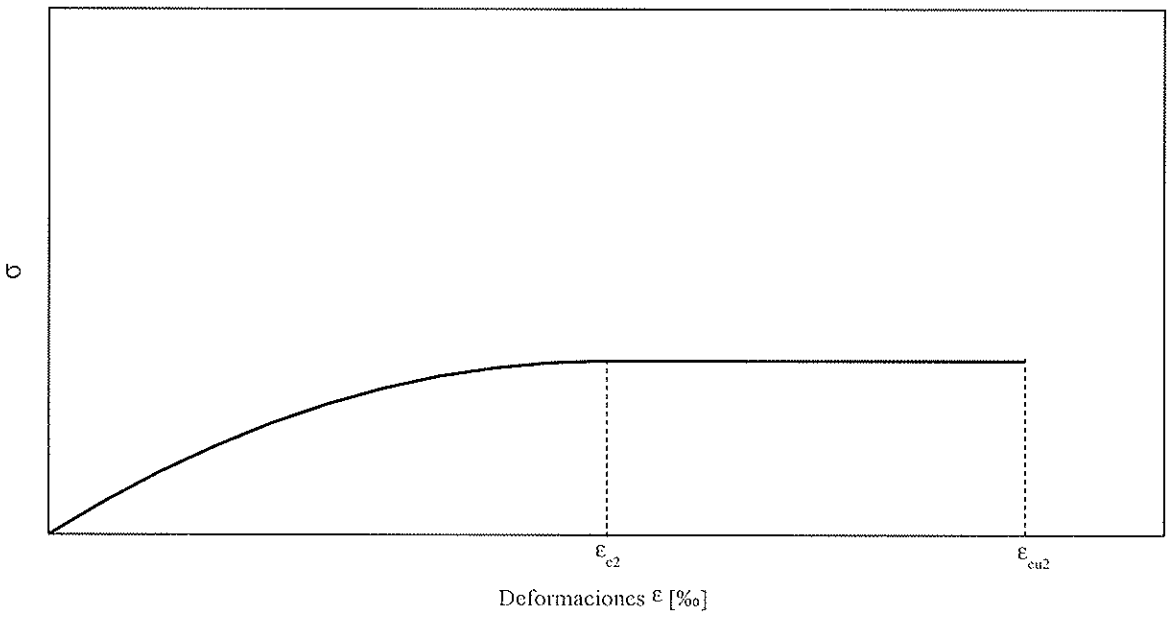



Figura 1.b). Diagrama parábola rectángulo. Hormigones con densidad normal.

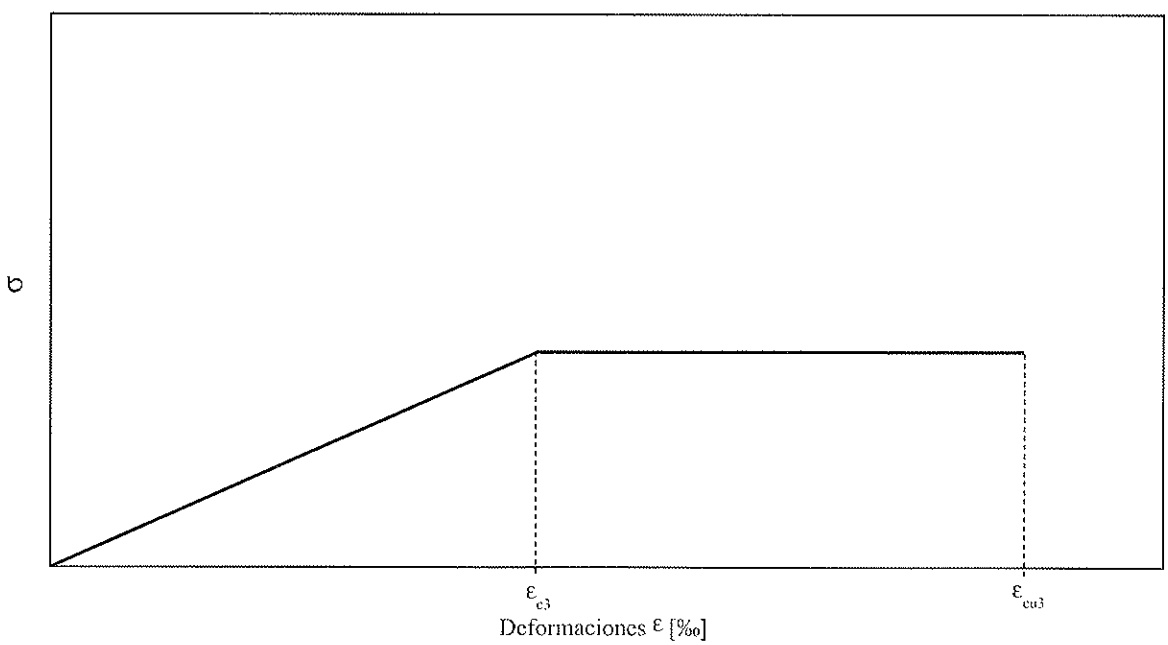



Figura 1.c). Diagrama bilineal. Hormigones de densidad normal.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

**Tabla 2. Tensiones y deformaciones para los hormigones ligeros establecidas en el EC2.**

| Resistencia del Hormigón | | | | | | | | | | | | | | Relación analítica |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{lck}$ [MPa] | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 | 80 | |
| $f_{lck,cubica}$ [MPa] | 13 | 18 | 22 | 28 | 33 | 38 | 44 | 50 | 55 | 60 | 66 | 77 | 88 | |
| $f_{lcm}$ [MPa] | 17 | 22 | 28 | 33 | 38 | 43 | 48 | 53 | 58 | 63 | 68 | 78 | 88 | $Para\ f_{lck} \geq 20\ MPa$ $f_{lcm} = f_{lck} + 8[MPa]$ |
| $f_{lctm}$ [MPa] | $f_{lctm} = f_{ctm}\ \eta_1$ | | | | | | | | | | | | | $\eta_1 = 0.4 + 0.6\frac{\rho}{2200}$ |
| $f_{lctk,0.05}$ [MPa] | $f_{lctk,0.05} = f_{ctk,0.05}\ \eta_1$ | | | | | | | | | | | | | 5% *fractile* |
| $f_{lctk,0.95}$ [MPa] | $f_{lctk,0.95} = f_{ctk,0.95}\ \eta_1$ | | | | | | | | | | | | | 95% *fractile* |
| $E_{lcm}$ [MPa] | $E_{lcm} = E_{cm}\ \eta_E$ | | | | | | | | | | | | | $\eta_E = \left(\rho/2200\right)^2$ |
| $\varepsilon_{lc1}$ [‰] (figura 2.a) | $k\ f_{lcm}/(E_{lcl}\ \eta_E)$ k=1.1 para hormigones ligeros con árido fino arenoso k=1.0 para hormigones con 100% de árido ligero | | | | | | | | | | | | | |
| $\varepsilon_{lcu1}$ [‰] (figura 2.a) | $\varepsilon_{lc1}$ | | | | | | | | | | | | | |
| $\varepsilon_{lc2}$ [‰] (figura 2.b) | 2.0 | | | | | | | | | 2.2 | 2.3 | 2.4 | 2.5 | |
| $\varepsilon_{lcu2}$ [‰] (figura 2.b) | $3.5\ \eta_1$ | | | | | | | | | $3.1\ \eta_1$ | $2.9\ \eta_1$ | $2.7\ \eta_1$ | $2.6\ \eta_1$ | $\lvert\varepsilon_{lcu2}\rvert \geq \lvert\varepsilon_{lc2}\rvert$ |
| n | 2.0 | | | | | | | | | 1.75 | 1.6 | 1.45 | 1.4 | |
| $\varepsilon_{lc3}$ [‰] (figura 2.c) | 1.75 | | | | | | | | | 1.8 | 1.9 | 2.0 | 2.2 | |
| $\varepsilon_{lcu3}$ [‰] (figura 2.c) | $3.5\ \eta_1$ | | | | | | | | | $3.1\ \eta_1$ | $2.9\ \eta_1$ | $2.7\ \eta_1$ | $2.6\ \eta_1$ | $\lvert\varepsilon_{lcu3}\rvert \geq \lvert\varepsilon_{lc3}\rvert$ |

**Tabla 3. Clases de densidades y valores de densidad para hormigones ligeros.**

| **Clases de densidades** | | **1.0** | **1.2** | **1.4** | **1.6** | **1.8** | **2.0** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Densidad seca ρ [kg/m$^3$] | | 801-1000 | 1001-1200 | 1201-1400 | 1401-1600 | 1601-1800 | 1801-2000 |
| Densidad [kg/m$^3$] | Hormigón en masa | 1050 | 1250 | 1450 | 1650 | 1850 | 2050 |
| | Hormigón armado | 1150 | 1350 | 1550 | 1750 | 1950 | 2150 |

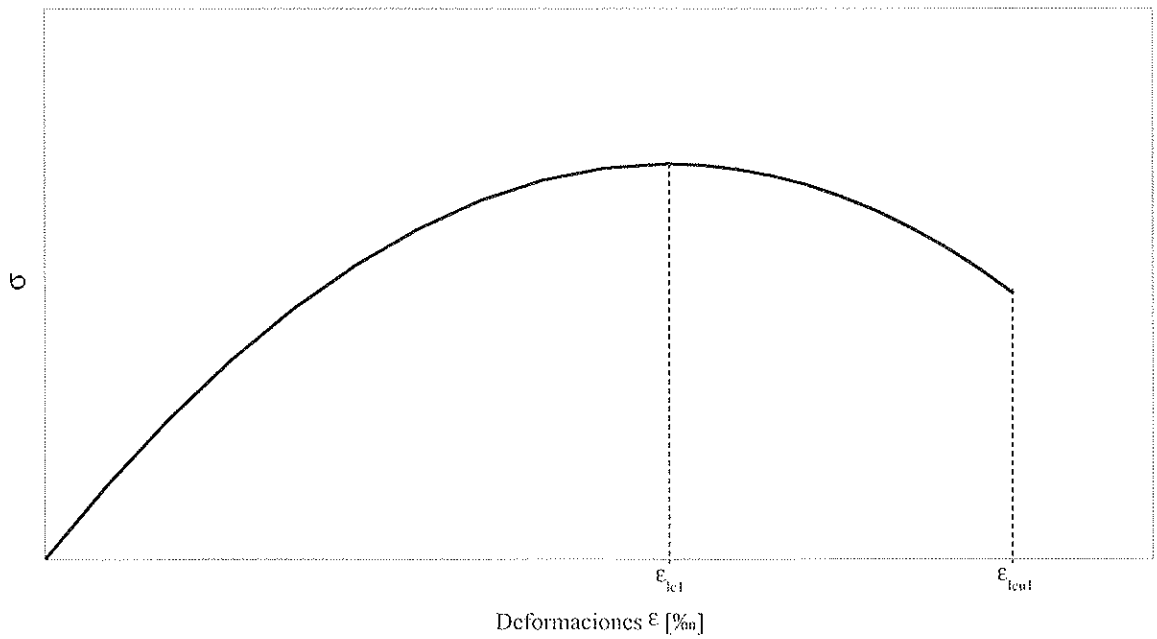



Figura 2.a). Diagrama tipo Sargin. Hormigones ligeros.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

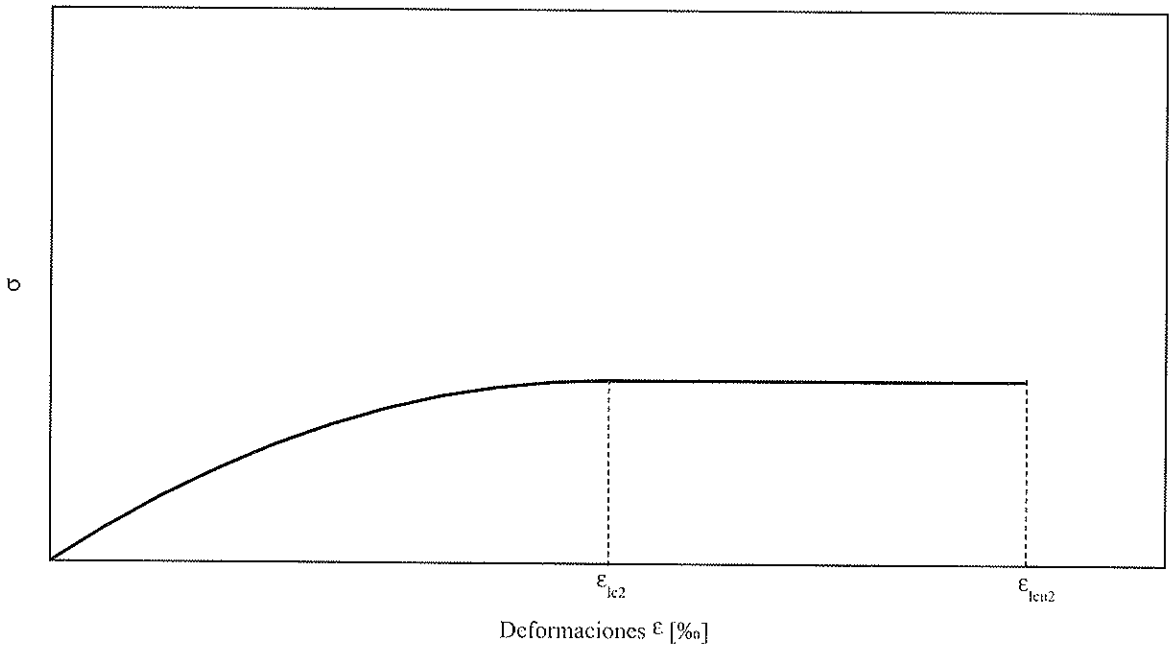



Figura 2.b). Diagrama parábola rectángulo. Hormigones ligeros.

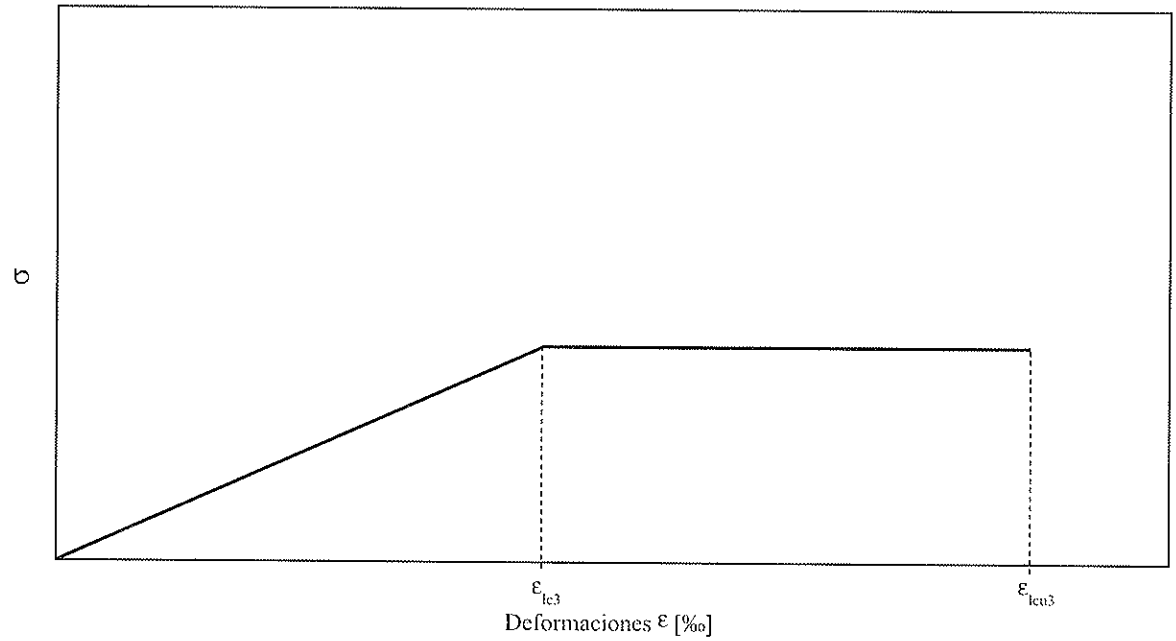



Figura 2.c). Diagrama bilineal. Deformación máxima y mínima. Hormigones ligeros.

Los factores correctores que plantea el EC2 son $\eta_1$ y $\eta_E$, cuya definición se da a continuación.

$$\eta_1 = 0.4 + 0.6\frac{\rho}{2200} \qquad [1.1]$$

Siendo:

ρ: densidad límite superior indicada en la fila 2 de la Tabla 3, para la clase elegida.

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2 \qquad [1.2]$$

En todas las comparaciones que se presentan en este documento, se ha considerado un hormigón ligero de densidad clase 2.0 ($\rho$=2000 kg/m$^3$). En las comparaciones del EC2 con la Instrucción EHE, para valores de hormigones de resistencia característica superior a 50MPa, se ha tenido en cuenta lo indicado en el Anejo 11 de la Instrucción. Cuando se ha extrapolado la formulación para hormigones convencionales, por no diponer de un modelo específico en el anejo 11, ello se indica explícitamente en los gráficos.

**Resistencia a tracción**

En el caso de la resistencia a tracción, el valor correspondiente a hormigones ligeros se obtiene multiplicando al valor correspondiente a hormigones de resistencia normal por $\eta_1$.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

En la figura 3 se muestra la evolución de la resistencia media a tracción con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. En la figura se ha representado la propuesta del EC2 para hormigones de densidad normal, hormigones ligeros y la propuesta de la EHE.

Para la resistencia a tracción, la EHE no define una expresión para hormigones de alta resistencia, aunque en el Anejo 11 se indica que la resistencia a tracción crece a menor velocidad para resistencias superiores a 50 MPa. Por ello, lo que se representa en la Figura 3 como EHE para hormigones de alta resistencia es una extrapolación de la formulación para hormigones de resistencia normal.

En esta figura se puede observar también cómo la formulación del EC2 cambia a partir de 50 MPa, para cuya resistencia se produce una disminución de la pendiente tal como indica la EHE en el Anejo 11. Este hecho puede explicarse porque al ser muy resistente la matriz, la rotura empieza a producirse por el árido.

Para hormigones ligeros de clase 2.0, el modelo del EC2 supone una reducción del 6% de la resistencia a tracción de los hormigones ligeros respecto de los hormigones de resistencia normal.

### Módulo de deformación longitudinal

Según el EC2, el módulo de deformación longitudinal de los hormigones ligeros se obtiene a partir del correspondiente a hormigón de densidad normal multiplicado por el factor $\eta_E$, definido anteriormente.

En la figura 4 se muestra la evolución del módulo de deformación longitudinal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica.

En la Figura 4 se puede ver que se obtienen valores muy similares con la formulación del EC2 y con la de la Instrucción EHE, aunque la diferencia tiende a aumentar al crecer la resistencia del hormigón. En el caso de la EHE, el modelo corresponde a un ajuste de valores experimentales que cubren un rango de resistencias de hasta 100 MPa.

Se observa también, que, a diferencia de lo que ocurre con la resistencia a tracción, el módulo de deformación longitudinal puede representarse mediante una única expresión.

### Ecuaciones constitutivas del hormigón

En relación con los diagramas tensión deformación del hormigón a compresión [6][7] el EC2 propone, para análisis de tipo no lineal, el de Sargin, igual que la EHE. Para evaluar la capacidad resistente de secciones frente a tensiones normales, en Estado Limite Último, se proponen tres diagramas: el tradicional diagrama parábola rectángulo, un diagrama rectangular y, por último, un diagrama bilineal, especialmente apto para hormigones de alta resistencia.

En la figura 5 se muestran los diagramas tipo Sargin para distintas resistencias. Según el EC2 la deformación para tensión máxima ($\varepsilon_{c1}$) y la deformación última ($\varepsilon_{cu1}$), varían con la resistencia. Este aspecto no esta definido en el Anejo 11 de la EHE y debe modificarse en la próxima edición de la Instrucción.

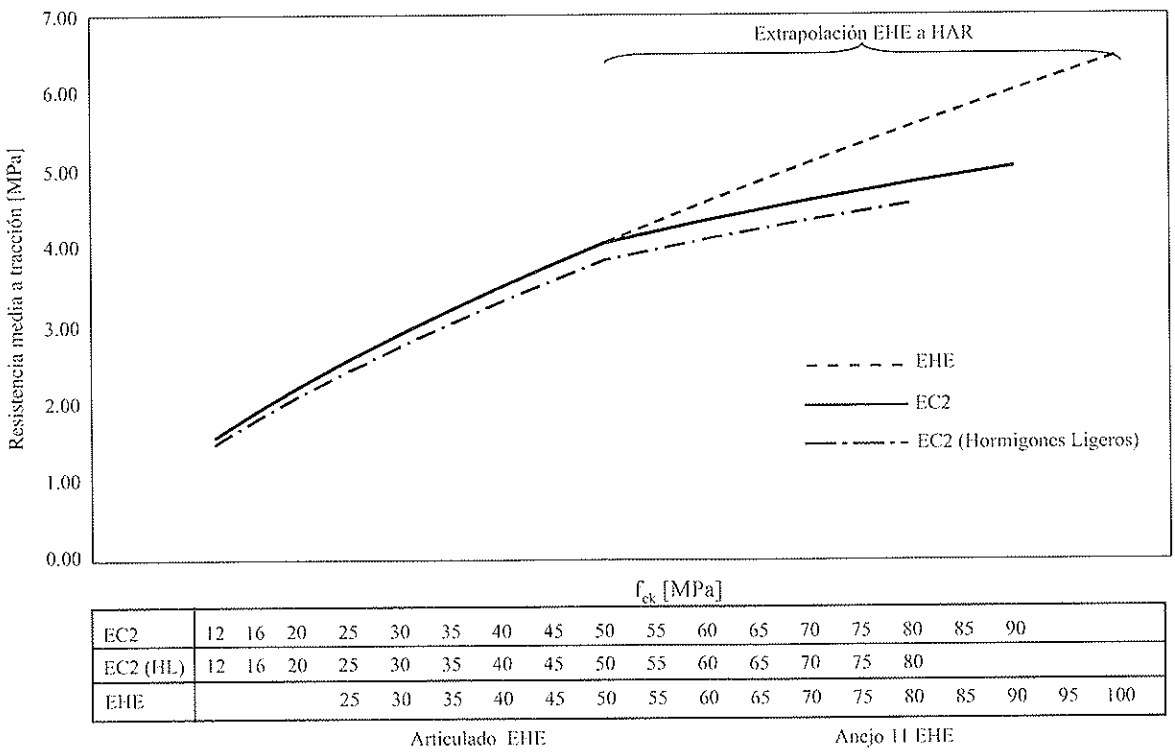
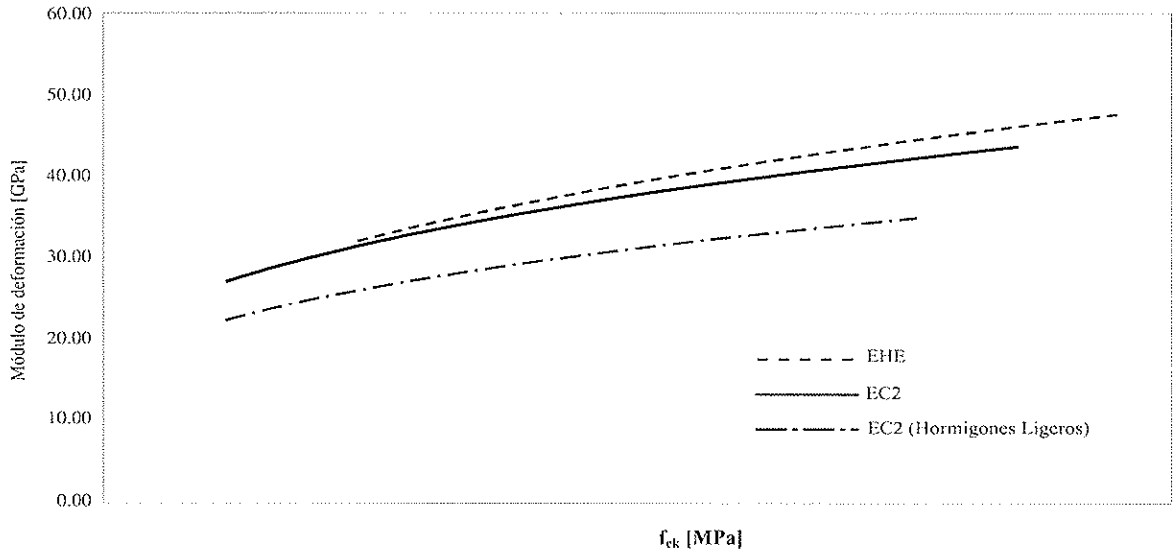



Figura 3. Evolución de la resistencia media a tracción con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026




| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |
| | | | | Articulado EHE | | | | | | | | | | Anejo 11 EHE | | | | | |

Figura 4. Evolución del módulo de deformación longitudinal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica.

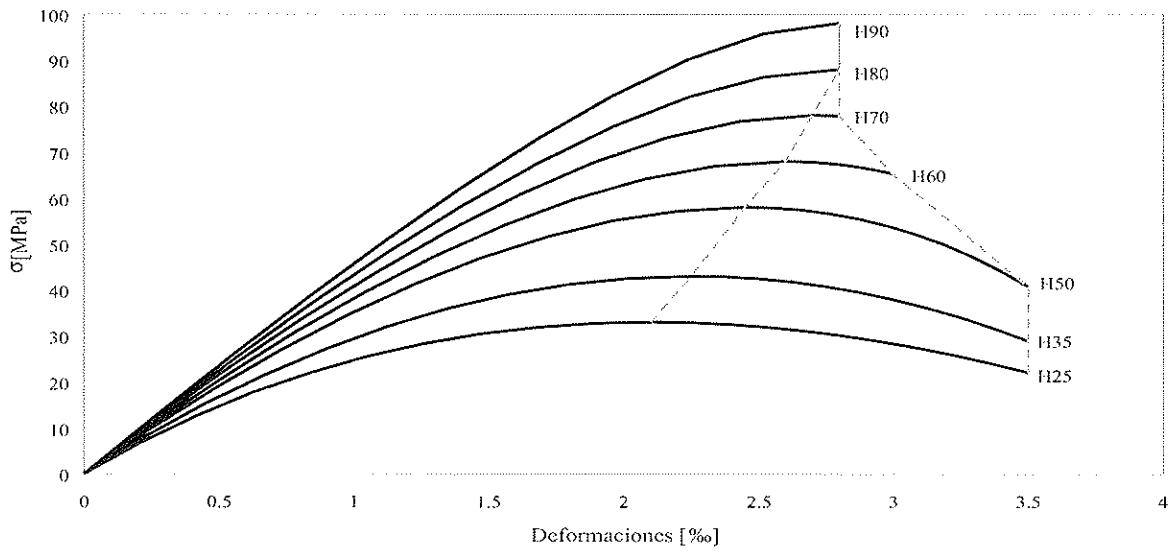



Figura 5.a). Diagramas tipo Sargin para distintas resistencias. EC2 para hormigones de densidad normal.

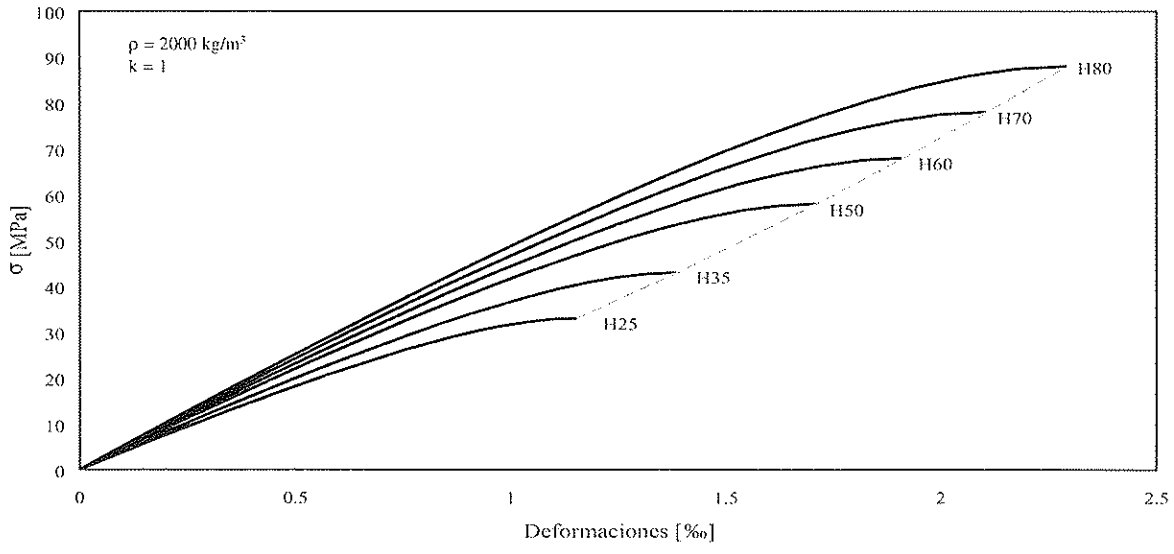



Figura 5. b). Diagramas tipo Sargin para distintas resistencias. EC2 para hormigones ligeros.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

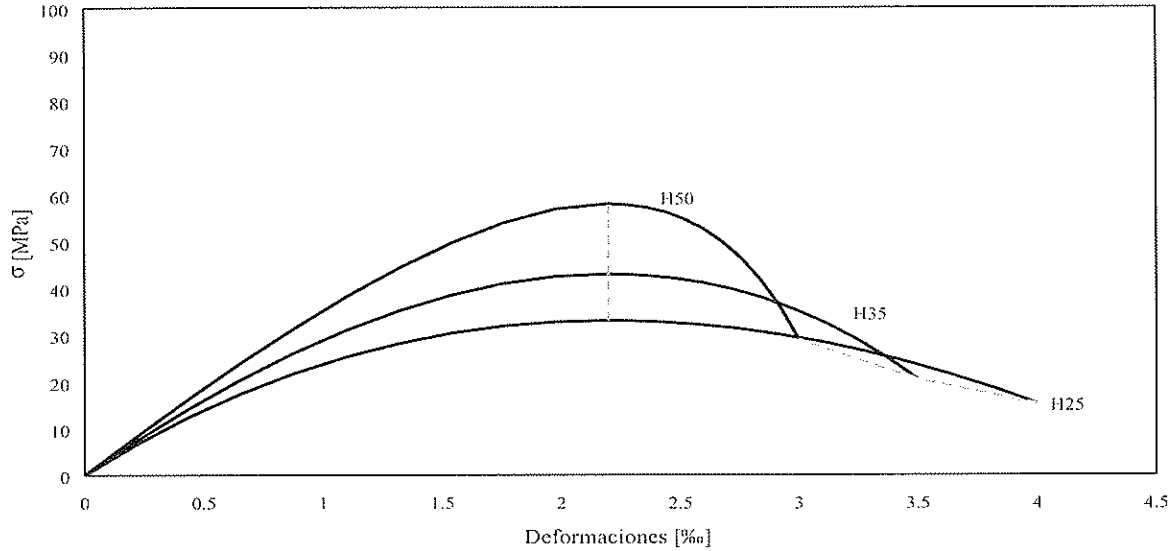



Figura 5.c). Diagramas tipo Sargin para distintas resistencias. EHE.

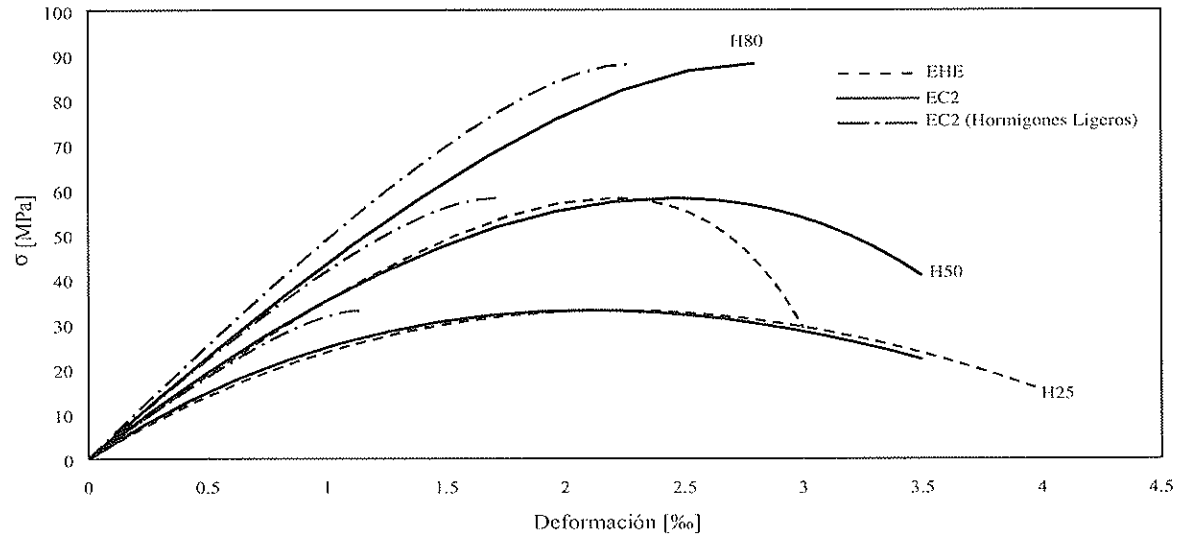



Figura 5.d). Diagramas tipo Sargin para distintas resistencias. Comparación EC2 y EHE.

En las figuras 6a), b) y c) se muestran diagramas parábola rectángulo para distintas resistencias según el EC2 para densidades normales y ligeros y según la EHE. En este caso también, en el EC2 las deformación para tensión máxima y la deformació última, varían con la resistencia. En el Anejo 11 de la EHE sólo se propone una variación con la resistencia para $\varepsilon_{cu2}$ y no para $\varepsilon_{c2}$ que se mantiene constante e igual al 2.2 ‰.

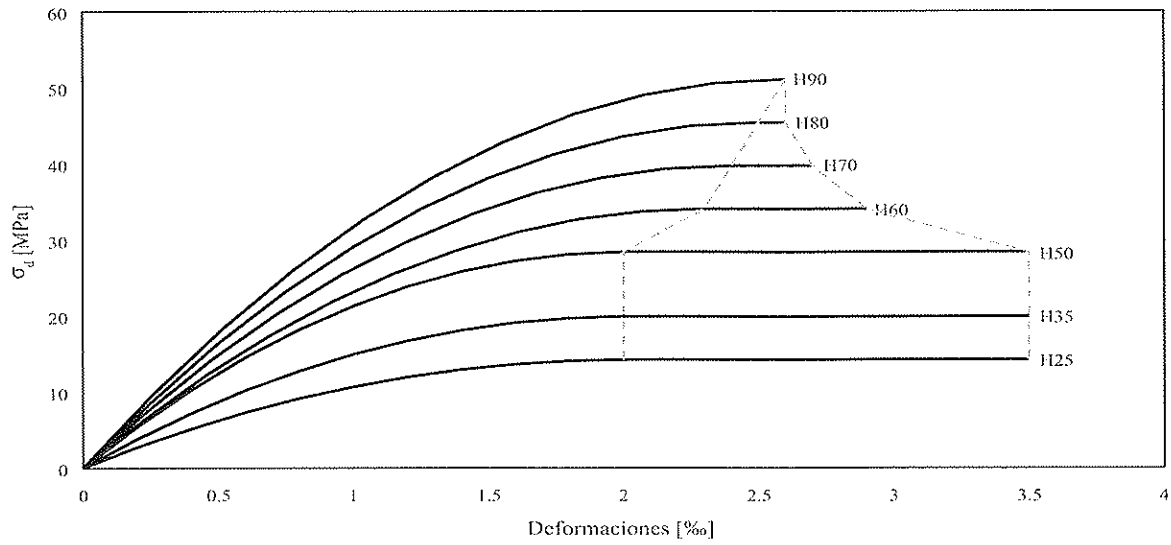



Figura 6.a). Diagramas parábola rectángulo para distintas resistencias. EC2 para hormigones de densidad normal.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

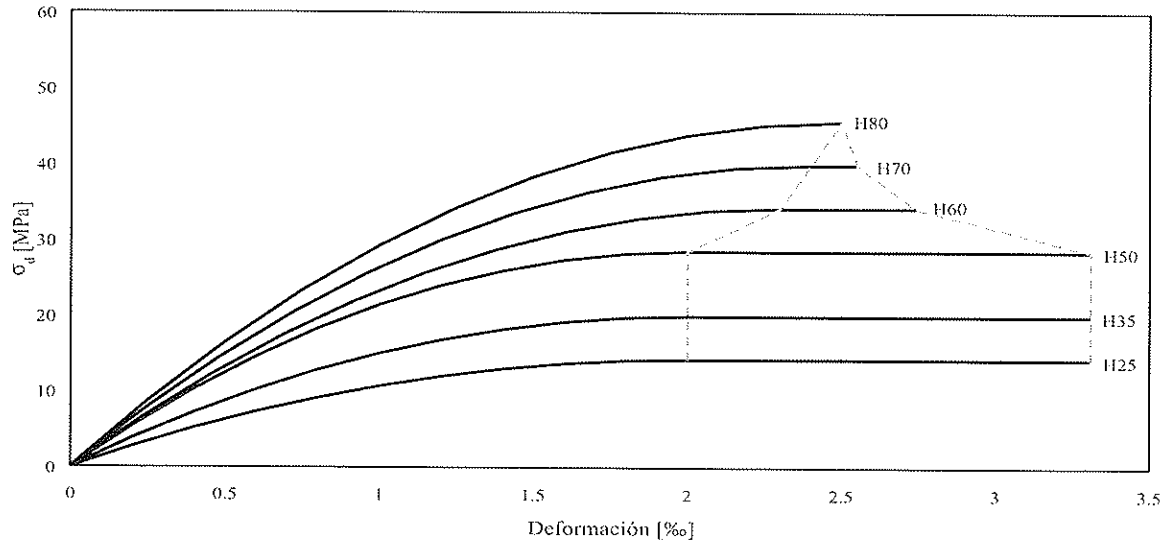



Figura 6.b). Diagramas parábola rectángulo para distintas resistencias. EC2 para hormigones ligeros.

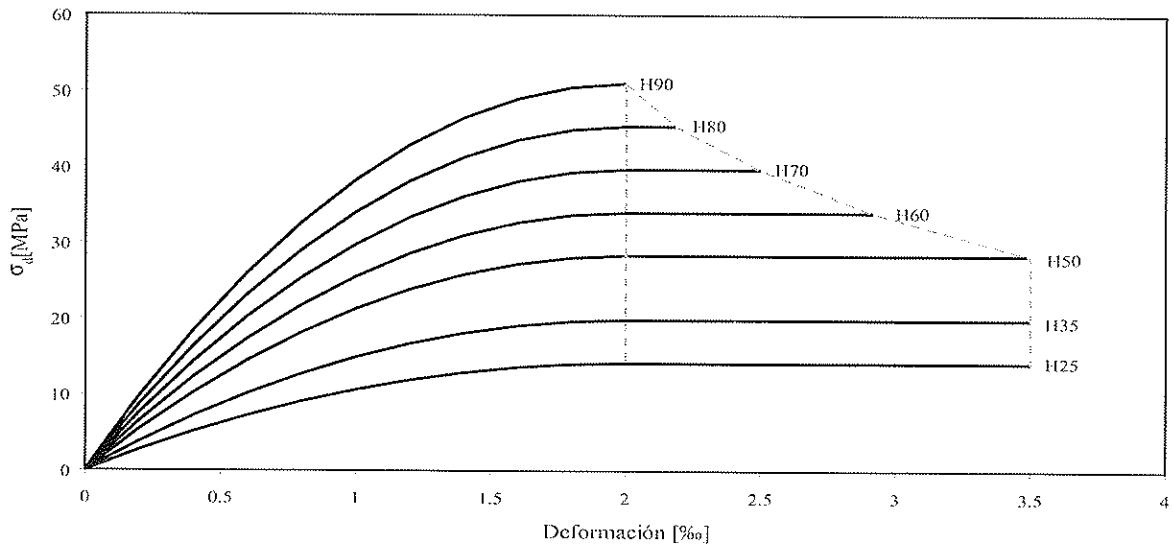



Figura 6.c). Diagramas parábola rectángulo para distintas resistencias. EHE.

En la figura 6d) se muestra una comparación entre los distintos modelos. Como puede verse éstos son prácticamente idénticos para resistencias de 25 y 50 MPa, mientras que la EHE se separa de la formulación del EC2 para hormigones de alta resistencia.

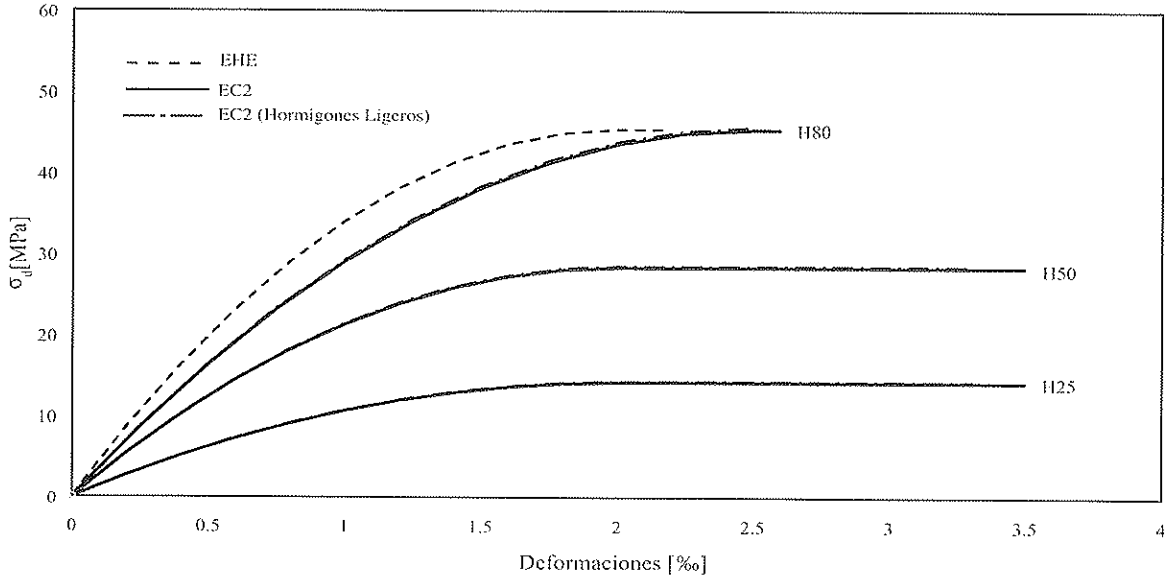



Figura 6.d). Diagramas parábola rectángulo para distintas resistencias. Comparación EC2 y EHE.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

En cuanto al diagrama rectangular, el EC2 opta por variar la resistencia y la profundidad de la fibra neutra con la resistencia a compresión, de acuerdo con las siguientes ecuaciones, cuyo significado se indica en la figura 7.

$$\lambda = 0.8 \quad Para\ f_{ck} \leq 50\ MPa \qquad [1.3]$$

$$\lambda = 0.8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400}\ Para\ 50 < f_{ck} \leq 90\ MPa \qquad [1.4]$$

$$\eta = 1.0\ \ Para\ f_{ck} \leq 50\ MPa \qquad [1.5]$$

$$\eta = 1.0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200}\ Para\ 50 < f_{ck} \leq 90\ MPa \qquad [1.6]$$

La EHE ha optado por modificar solo la profundidad del bloque comprimido, tanto en el articulado como en el Anejo 11, lo cual resulta mucho más cómodo de utilizar. En cualquier caso, debe hacerse una evaluación de la precisión de esta respuesta para confirmar la idoneidad de esta formulación.

En la figura 8 se comparan los valores de $\eta$ y $\lambda$ de los diagramas rectangulares adoptados por el EC2 y la EHE para distintas resistencias.

**Fluencia**

Un aspecto que ha sido analizado y adaptado a la información experimental más reciente es el relativo a la fluencia y la retracción.

En relación con la fluencia se ha adoptado la formulación del Código Modelo 90 con los cambios necesarios para su extensión a hormigones de alta resistencia y ajuste a los resultados experimentales mas recientes. La EHE utiliza para hormigones normales el mismo modelo y para hormigones de alta resistencia remite a la bibliografía técnica.

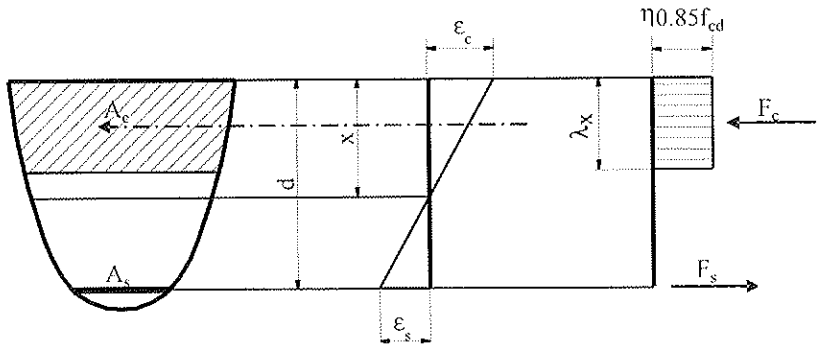
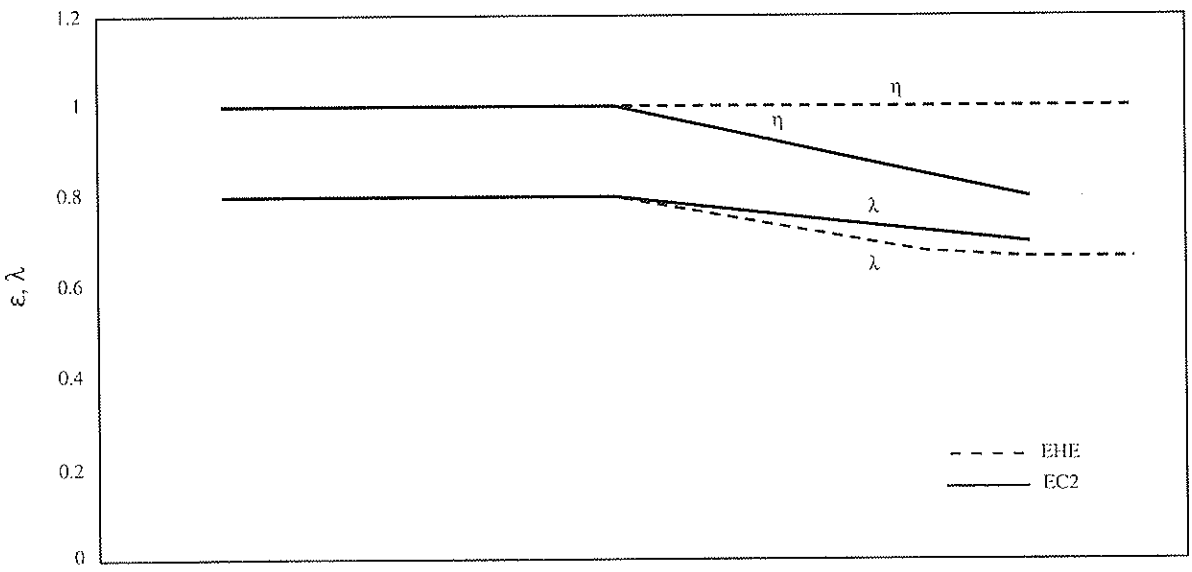



Figura 7. Definición del diagrama rectangular.




| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |
| | Articulado EHE | | | | | | | | | | | | Anejo 11 EHE | | | | | | |

Figura 8. Diagramas rectangulares para distintas resistencias EC2 para hormigones de densidad normal EC2 para hormigones ligeros y EHE.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

En la figura 9 se muestra la evolución del coeficiente de fluencia a tiempo infinito para hormigones de distintas resistencias, para un espesor ficticio de 150 mm, unas condiciones medioambientales de 70% de HR y 20°C de temperatura y una edad de puesta en carga de 14 días. Tal como se ve, según el EC2 para hormigones normales y ligeros, la fluencia disminuye con el aumento de resistencia. En la figura también se representan los resultados según lo propuesto en la EHE para hormigones de hasta 50 MPa, extrapolado hasta 100 MPa. Está claro que esta formulación, comparada con el EC2, sobreestima la fluencia para resistencias altas.

Otra novedad es que el EC2 establece una metodología para tener en cuenta la fluencia no lineal, cuando el hormigón está sometido a estados permanentes de tensiones superiores a $0.45\, f_{ck}$. Simplificadamente se establece que el coeficiente de fluencia, en estos casos, se puede obtener con el procedimiento general y luego corregirlo de acuerdo con lo indicado en la ecuación 1.7.

$$\varphi_k\,(\infty,\, t_0) = \varphi\,(\infty,\, t_0)\, \exp\,[1.5\,(k_\sigma - 0.45)] \qquad [1.7]$$

Siendo:

$\varphi_k\,(\infty,\, t_0)$ Coeficiente ficticio no lineal de fluencia, que reemplaza a $\varphi\,(\infty,\, t_0)$

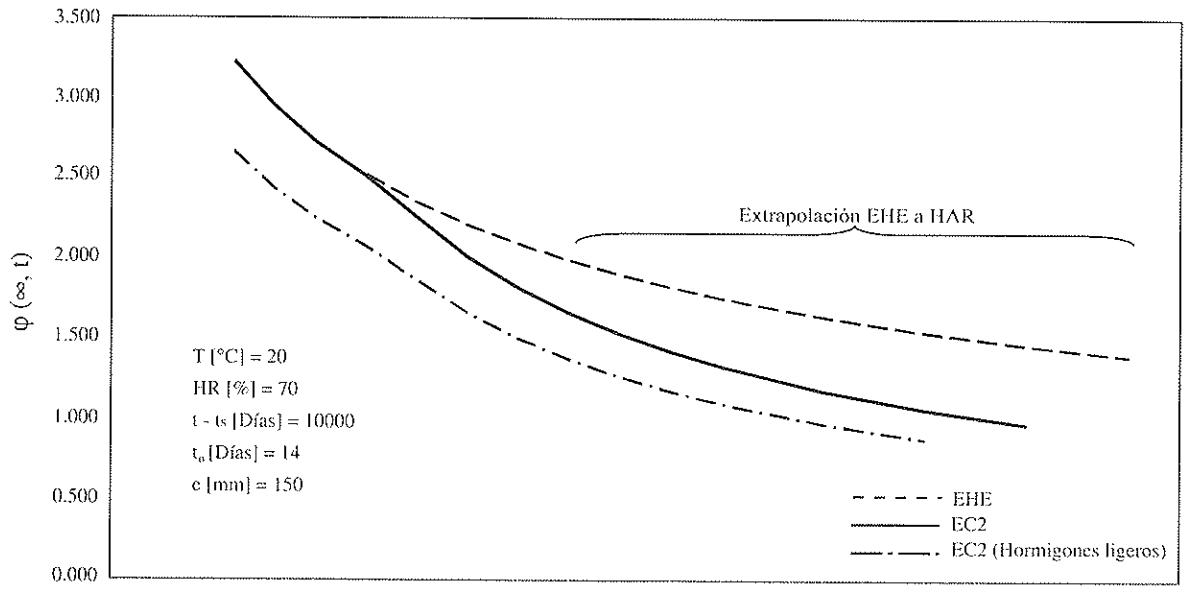
$k_\sigma$: Índice de tensón deformación $\sigma_c / f_{cm}(t_0)$, donde $\sigma_c$ es la tensión a compresión y $f_{cm}(t_0)$ es la tensión media de compresión a la edad de la carga.

**Retracción**

En relación con la retracción se ha introducido un nuevo componente, la retracción autógena. En el pasado solo se consideraba la retracción de secado. En la versión actual la retracción resulta de dos sumandos, la retracción de secado más la retracción autógena.

*La retracción autógena puede ser definida como el cambio de volumen debido al de la pasta de cemento cuando sigue hidratándose después del fraguado inicial. La retracción autógena no incluye los cambios de volumen debidos al ingreso o pérdida de sustancias, la variación de temperatura, la aplicación de cargas exteriores o el efecto de deformaciones impuestas, etc* [6][7][8]. La retracción autógena es especialmente importante para hormigones de alta resistencia ya que aumenta a medida que disminuye la relación agua cemento. De acuerdo con Aitcin [9] la retracción autógena es despreciable en relación con la retracción de secado, para hormigones con relaciones agua cemento mayores que 0.45, sin embargo puede representar hasta el 50 % de la retracción total para hormigones con relaciones próximas a 0.30.

En la figura 10 se muestra la evolución de la retracción a tiempo infinito para hormigones de distintas resistencias, para un espesor ficticio de 150 mm y unas condiciones medioambientales de 70 % de HR y 20 °C de temperatura. De acuerdo con el EC2, tanto para hormigones normales como ligeros, la retracción disminuye, ligeramente, con el aumento de la resistencia. En el anejo 11 de la EHE se indica que para tratar este problema se recurra a la bibliografía especializada. En la figura se ha representado los resultados del modelo planteado por la EHE para hormigones de hasta 50 MPa extrapolando su utilización hasta 100 MPa. Como puede verse, comparados con el EC2, los resultados son muy diferentes y la retracción se reduce dramáticamente con el aumento de la resistencia. Estos resultados parecen indicar que no es adecuado extrapolar sin más el modelo de la EHE para H.A.R.




| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 | |

Articulado EHE — Anejo 11 EHE

Figura 9. Evolución del coeficiente de fluencia a tiempo infinito con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

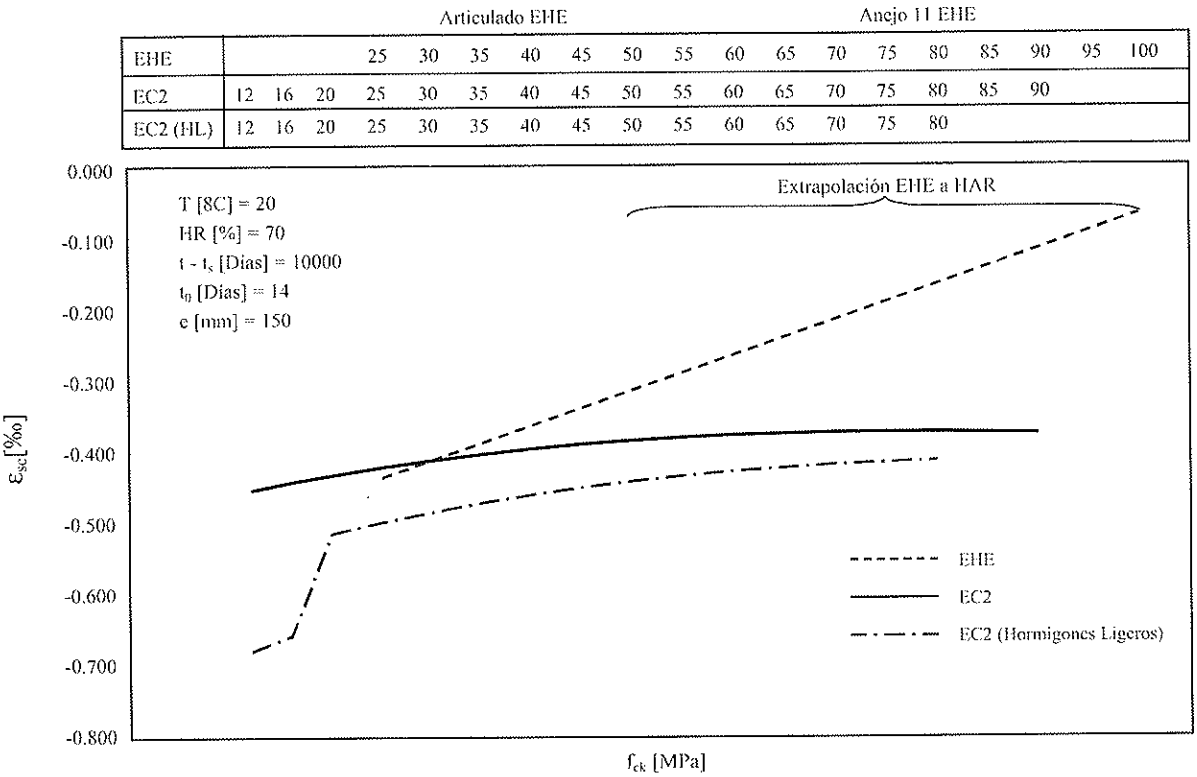



Figura 10. Evolución de la retracción a tiempo infinito con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica.

## 3. ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

### Tensiones Normales

En relación con el Estado Límite debido a Tensiones Normales los principios expuestos en el EC2 son los conocidos y coinciden con los de la EHE.

El aspecto que quizás tenga más interés sobre este asunto es la evaluación de las cuantías mínimas.

En el EC2 las cuantías mínimas se define en dos sitios. Por un lado en el Capitulo 7, en donde se tratan los Estados Límite de Servicio y más particularmente para el control de la fisuración. En este caso lo que se intenta es que cuando se alcance el momento de fisuración exista una armadura que sea capaz de resistir este momento, con la sección fisurada, sin que la armadura plastifique. De esta forma, en procesos de deformación impuesta fundamentalmente, se asegura que después de la formación de la fisura posteriores deformaciones impuestas produzcan nuevas fisuras, manteniéndose las existentes con valores de abertura que se pueden controlar.

$$A_{s,\,min}\,\sigma_s = k_c\;\; k\;\; f_{ct,eff}\;\; A_{ct} \qquad [1.8]$$

Siendo:

$A_{s,min}$ Armadura mínima en la zona traccionada

$A_{ct}$ Área de hormigón traccionado antes de la fisuración.

$\sigma_s$ Valor absoluto de la máxima tensión de la armadura calculada sobre sección fisurada. Ésta debe ser inferior o igual al límite elástico del acero, $f_{yk}$.

$f_{ct,eff}$ Es el valor de la resistencia a tracción efectiva del hormigón en el momento en que prevé que vaya a ocurrir la fisuración: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ o menor, ($f_{ctm}(t)$), si se espera que la fisuración ocurra antes de los 28 días.

$k$ Es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de las tensiones autoequilibradas.

$k_c$ Es un coeficiente que tiene en cuenta la naturaleza de la distribución de las tensiones dentro de la sección antes de la fisuración y el cambio del brazo mecánico que se produce por la fisuración.

Por otra parte, en el Capítulo 9 *Disposiciones particulares de armadura* se define una armadura mínima para vigas, similar a la anterior, que tiene como cometido evitar la rotura frágil.

$$A_{s,\min} = 0.26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t, d \qquad [1.9]$$

Siendo:

$b_t$ Es el ancho medio de la zona traccionada. En el caso de secciones en T, debe considerarse el ancho del alma.

$f_{ctm}$ Tensión media de fisuración.

En realidad, cuando deben resistirse cargas exteriores, la cuantía mínima está asegurada por ambos criterios. Para deformaciones impuestas, donde la seguridad no se ve afectada por este fenómeno, la cuantía mínima que condiciona es la de fisuración.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

En ambos casos la cuantía mínima depende de la resistencia a tracción del hormigón, que crece con una velocidad diferente para hormigones de resistencia normal y para hormigones de alta resistencia, y la resistencia a considerar estrictamente sería la que existe en el elemento estructural en el momento en que se produce la fisura. Desde luego, se trata de un valor difícil de cuantificar por múltiples motivos: variabilidad de la resistencia a tracción del hormigón, momento de la fisuración, influencia de otros factores condicionantes como los efectos reológicos o las condiciones de coacción de la pieza, etc.

En la figura 11 se muestra la cuantía mínima exigida para secciones rectangulares, ecuación 1.9, para diferentes resistencias. Dado que la resistencia a tracción del hormigón crece más lentamente que la resistencia a compresión la cuantía mínima no es lineal con la resistencia a compresión.

En la EHE la cuantía mínima es mayor, para resistencias normales, fundamentalmente porque la EHE considera una tensión en la armadura de $f_{yk}/1.15$, mientras que el EC2 admite $f_{yk}$, sin coeficiente de minoración. Por otra parte, la EHE incorpora de forma implícita el supuesto $f_{ctm}\sim 0.13 f_{ck}$ que sobreestima, en general la resistencia a tracción [14]. Este efecto es más marcado, para resistencias altas, porque, como se ha dicho, la resistencia a tracción crece mas lentamente que la de compresión para resistencias altas y la formulación de la EHE no tiene en cuenta este efecto. Para la siguiente versión debe definirse la cuantía mínima en función de la resistencia a tracción y ésta deberá tener en cuenta el menor crecimiento para hormigones de resistencias altas.

**Cortante**

En relación con el Estado Límite de Cortante la formulación que propone el EC2 para elementos sin armadura es idéntica a la de la EHE. Se trata de una formulación de origen experimental que existía en el Código Modelo 90 y que para esta versión del EC2 se ha recomprobado con los ensayos históricos y otros realizados más recientemente. Esta comprobación ha confirmado su idoneidad y las discusiones mantenidas han dado como resultado que se defina un valor mínimo, que es la única diferencia con la fórmula de la EHE. En las expresiones siguientes se muestra la formulación del EC2.

$$V_{Rd.c} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} k\left(100\rho_l f_{ck}\right)^{1/3} + 0.15\sigma_{cp}\right] b_w d \geq$$

$$\geq \left(0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15\sigma_{cp}\right) b_w d \qquad [1.10]$$

Siendo:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0 \qquad con\ d\ en\ mm$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0{,}02$$

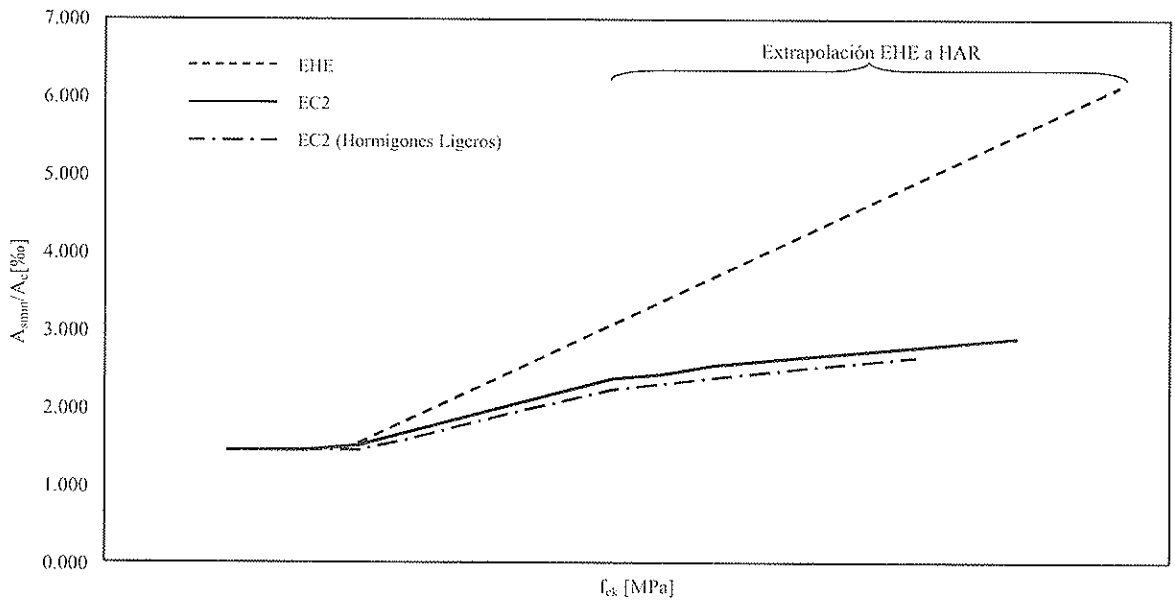
$A_{sl}$ es el área del armadura longitudinal, que se extiende una longitud mayor o igual a $(l_{bd}+ d)$ de la sección considerada.

$b_w$ es la menor dimensión de la sección transversal

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0{,}2 f_{cd}\left[MPa\right]$$

$N_{Ed}$ es la fuerza axil debida al pretensado ($N_{Ed}$>0 para compresión). La influencia de las deformaciones impuestas en $N_{Ed}$ puede ser despreciada

$A_c$ Es el área de la sección transversal de hormigón




| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |
| | Articulado EHE | | | | | | | | | | | | Anejo 11 EHE | | | | | | |

Figura 11. Evolución de la cuantía mínima con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica.

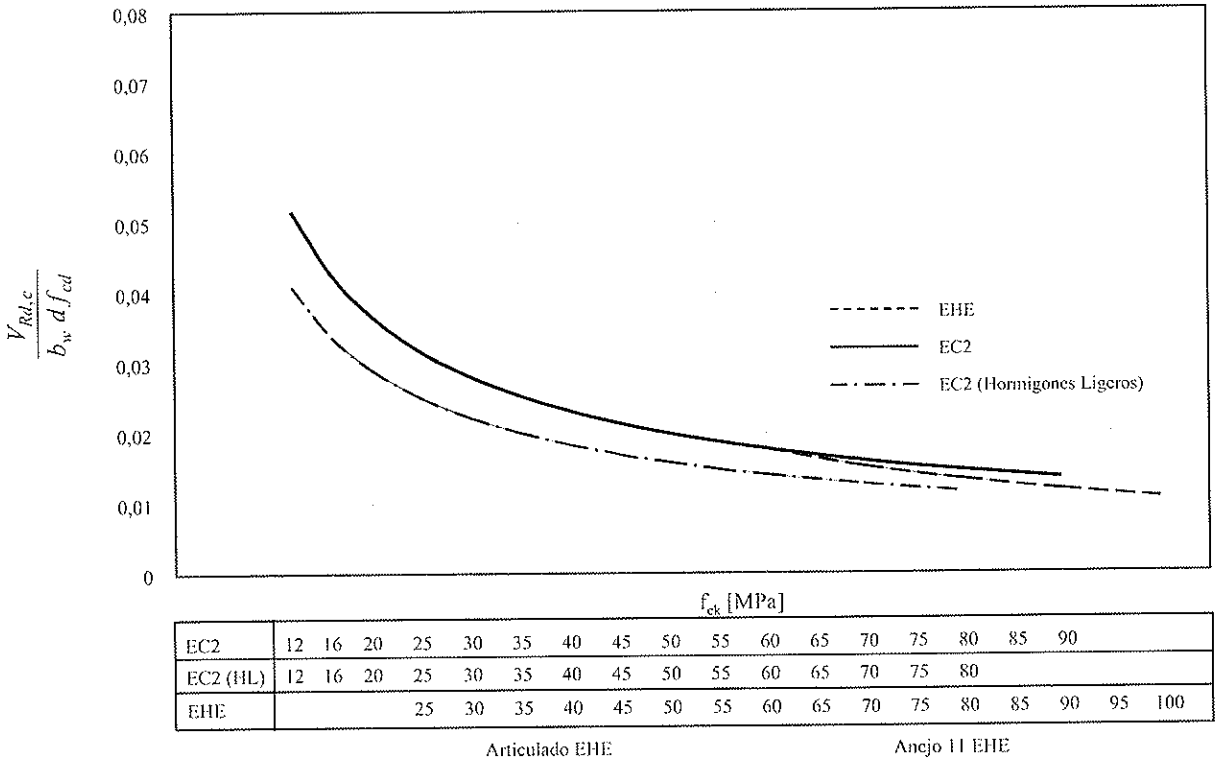


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Para el caso de hormigones ligeros:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c}\eta_1 k\left(100\rho_l f_{ck}\right)^{1/3} + 0.15\sigma_{cp}\right] b_w d \geq \left(0.02\eta_1 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15\sigma_{cp}\right) b_w d \qquad [1.11]$$

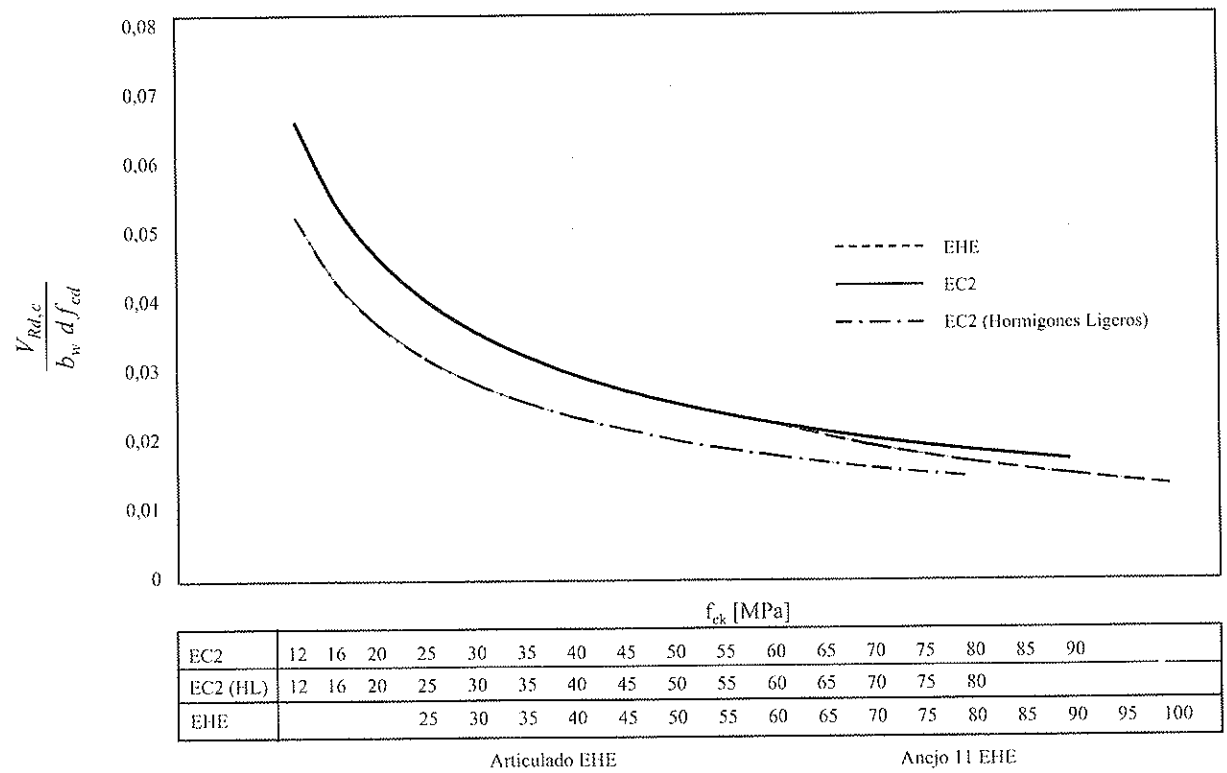
En la figura 12 se muestra la capacidad resistente a cortante de elementos sin armadura transversal para hormigones de distinta resistencia. Se representan dos casos de canto h = 0.25 y 1.00 m y, para cada uno de estos casos, tres cuantías geométricas 0.5, 1.0 y 1.5 %.




| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |

Articulado EHE Anejo 11 EHE

Figura 12.a). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. h=0.25 y $\rho_l$=0.5%.



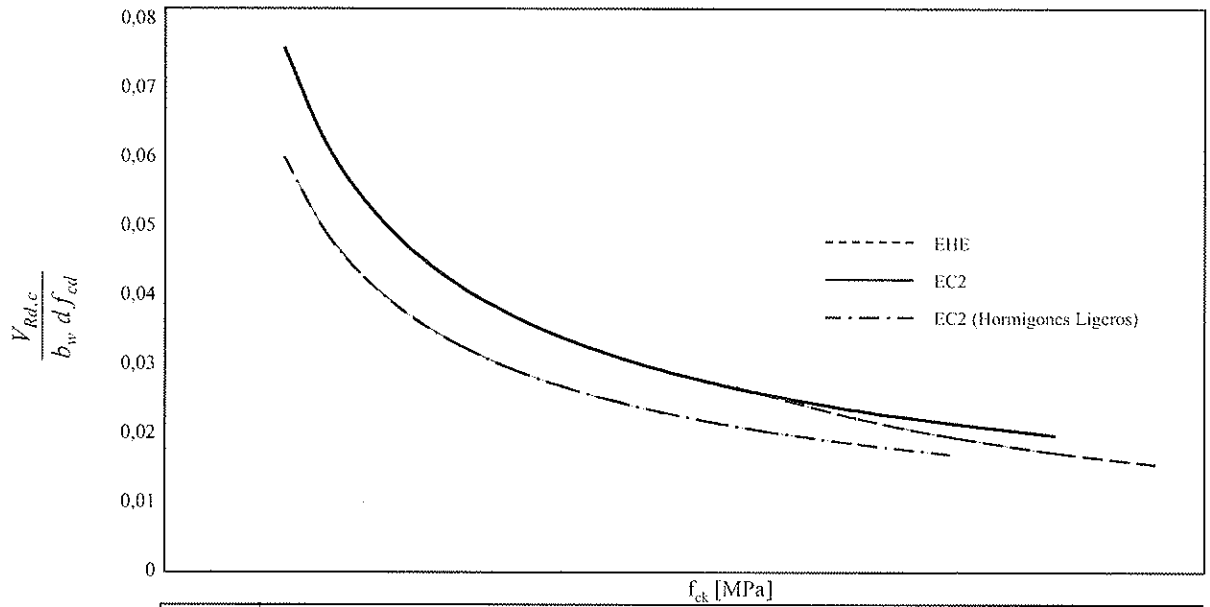

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |

Articulado EHE Anejo 11 EHE

Figura 12.b). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. h=0.25 y $\rho_l$=1.0%.



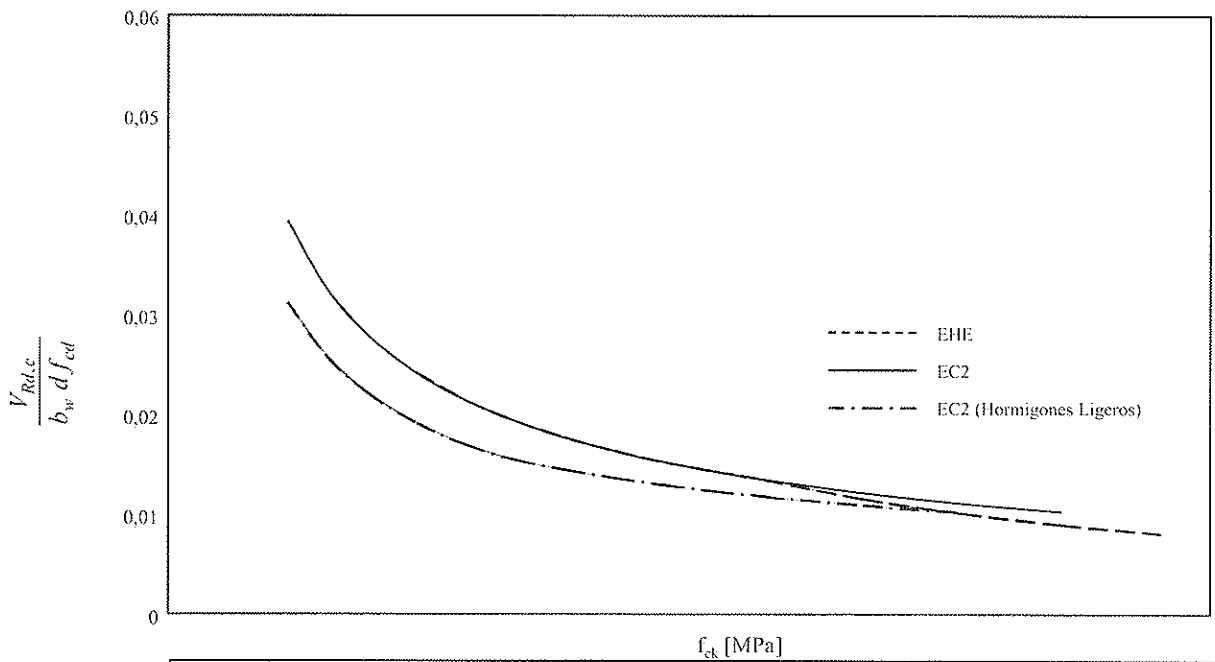
Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026




| | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |

Articulado EHE — Anejo 11 EHE

Figura 12.c). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. h=0.25 y $\rho_l$=1.5%.



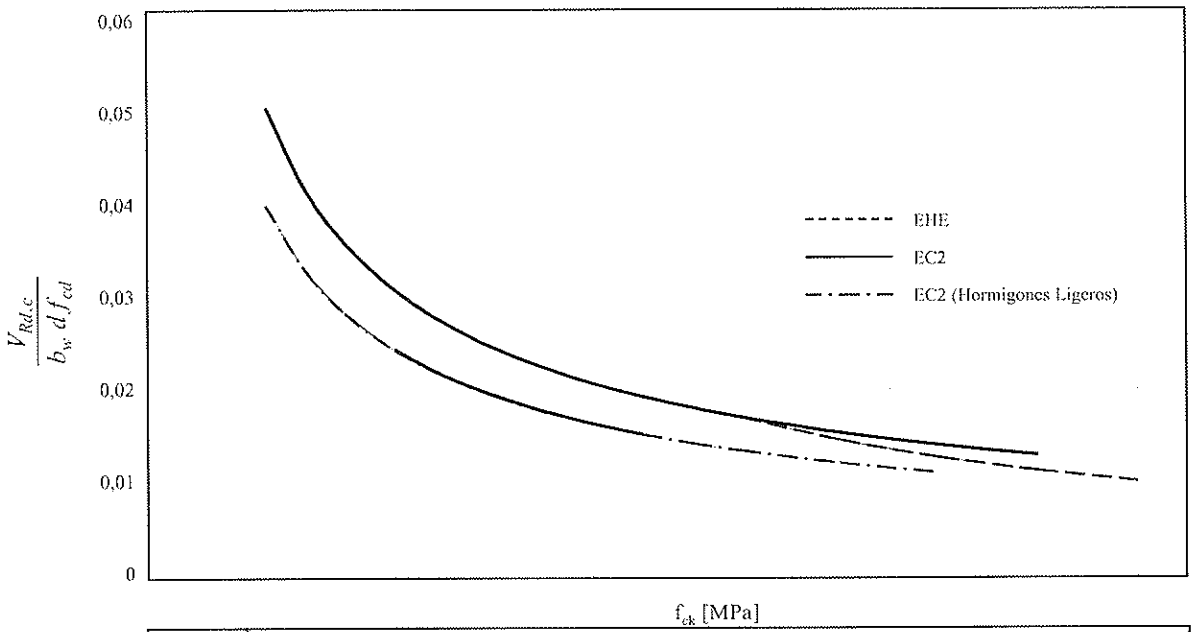

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |

Articulado EHE — Anejo 11 EHE

Figura 12.d). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. h=1.0 y $\rho_l$=0.5%



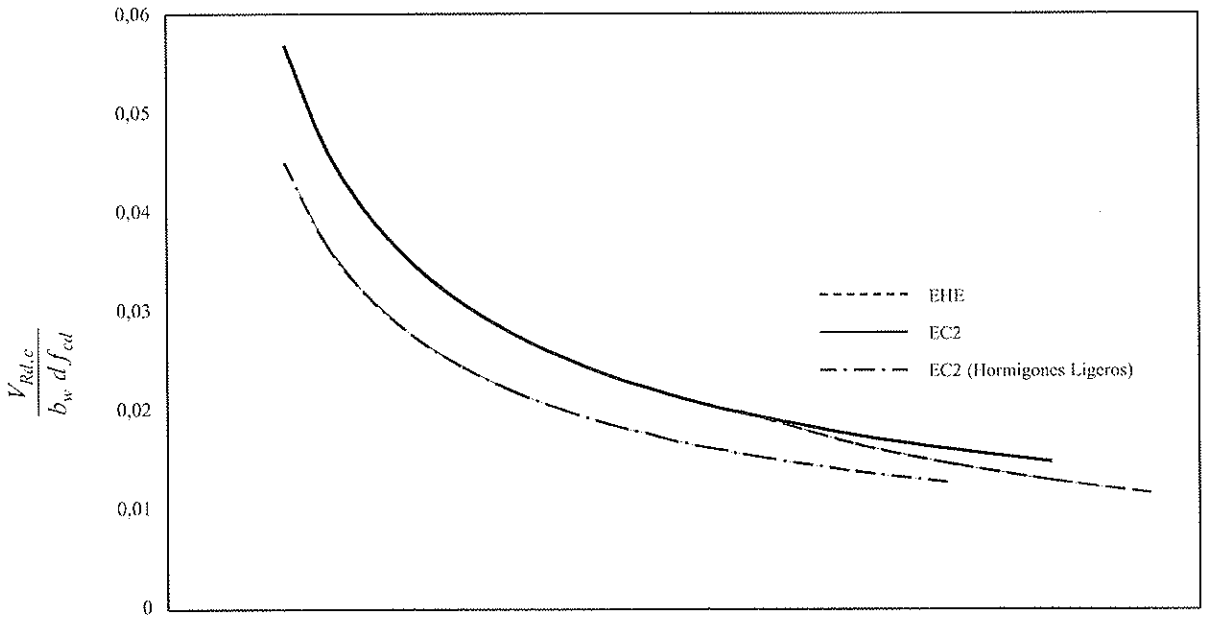
Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026




| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 | |

Articulado EHE Anejo 11 EHE

Figura 12.e). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. h=1.0 y $\rho_l$=1.0%.




| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 | |

Articulado EHE Anejo 11 EHE

Figura 12.f). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. h=1.0 y $\rho_l$=1.5%.


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Otra forma de ver la influencia de la resistencia del hormigón en la capacidad resistente a cortante sin armadura transversal es la que se muestra en las siguientes figuras.

En la figura 13 se muestra la capacidad resistente a cortante sin armadura en función de la cuantía longitudinal, para tres hormigones diferentes, H25, H50 y H80 y para dos cantos 0.25 y 1.0 m respectivamente. En estas figuras puede verse la capacidad mínima definida en el EC2, que comienza a ser efectiva para distintas cuantías dependiendo de la calidad del hormigón.

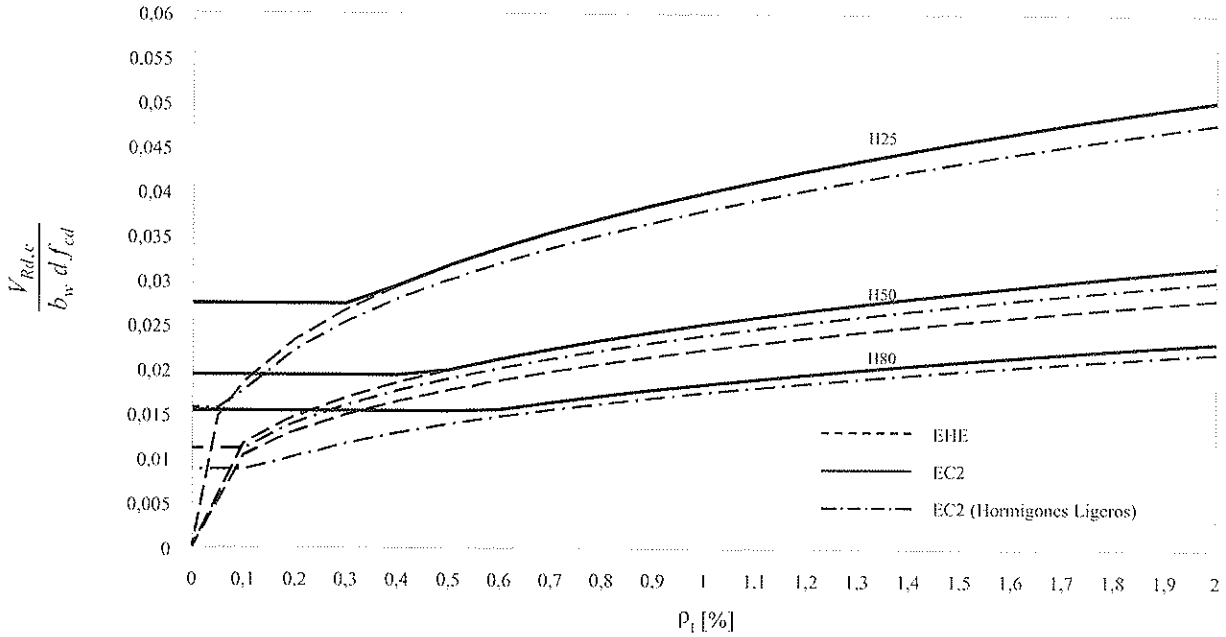



Figura 13.a). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la cuantía longitudinal. h=0.25 m.

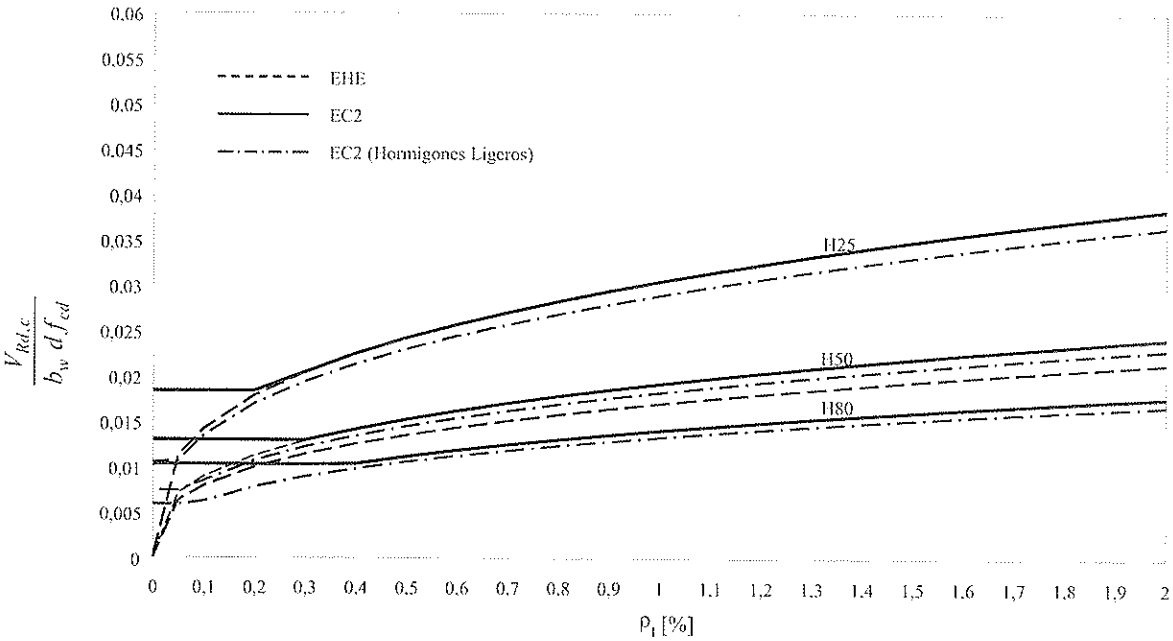



Figura 13.b). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la cuantía longitudinal. h=1.0 m.

En cuanto a los elementos con armadura transversal el EC2 plantea el método general del ángulo de biela comprimida variable, que desprecia la capacidad resistente a cortante del hormigón.

En relación a la máxima capacidad resistente por compresión del alma el EC2 propone la siguiente expresión:

$$V_{Rd.max} = \alpha_c\, b_w\, z v f_{cd} \frac{(\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)} \qquad [1.12]$$

Siendo

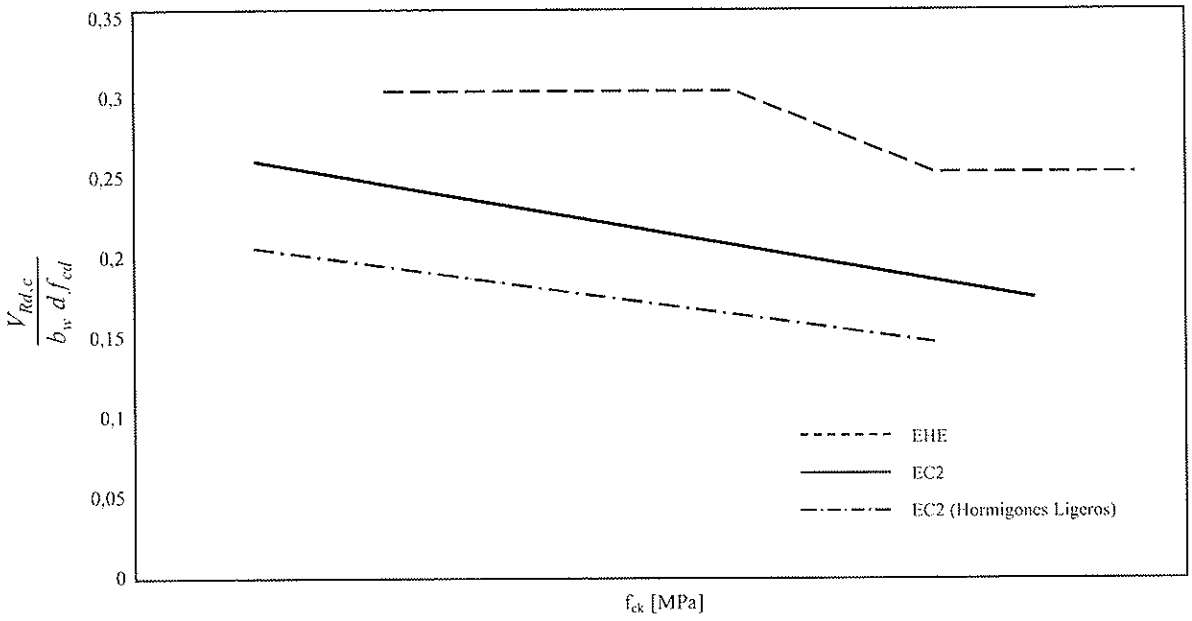
$$v = 0{,}6\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \quad f_{ck}\ en\ [MPa]$$

$z$ brazo mecánico $z \approx 0{,}9\, d$

En la figura 14 se muestra la evolución de la capacidad resistente a compresión del alma para distintas resistencias. Para la realización de este gráfico, se ha supuesto θ=45°, cercos verticales ($\alpha$=90°) y $\alpha_c$=1.0 (este coeficiente tiene en cuenta el efecto del axil).



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026




| | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | |
| EHE | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |
| | Articulado EHE | | | | | | | | | | Anejo 11 EHE | | | | | | |

Figura 14. Evolución de la resistencia a compresión del alma con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica.

En la figura 14, se puede observar que el EC2 es más conservador que la EHE. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que este límite, generalmente, sólo condiciona el diseño de elementos prefabricados con espesores muy optimizados. En este sentido, debe recordarse que durante el debate de los borradores de la EHE, se rechazó un propuesta que reducía la capacidad de la biela comprimida de hormigón, precisamente para evitar dejar fuera del cumplimiento de la EHE los diseños prefabricados vigentes en España en dicho momento (15, 16).

**Punzonamiento**

En cuanto al punzonamiento el EC2 plantea un procedimiento idéntico al de la EHE, con pequeñas diferencias.

En primer lugar, para elementos sin armadura de punzonamiento la única diferencia es que la expresión de la EHE no se limita inferiormente para cuantías de armadura longitudinal pequeñas mientras que el EC2 sí plantea dicho límite.

La resistencia a punzonamiento en elementos sin armadura transversal responde al mismo modelo que el de cortante.

Para elementos con armadura transversal el EC2 otorga al hormigón un 75 % de la resistencia del elemento sin armadura transversal:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r}\right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d}\right) \operatorname{sen}\alpha \qquad [1.13]$$

siendo:

$A_{sw}$ es el área de un perímetro de la armadura de cortante alrededor de la columna

$s_r$ es la separación en dirección radial de la armadura de cortante

$f_{ywd,ef}$ es la tensión efectiva de diseño de punzonamiento, según $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25\, d = f_{ywd}$ [MPa]

$d$ es el canto efectivo de la losa

$\alpha$ es el ángulo entre la armadura de cortante y el plano de la losa

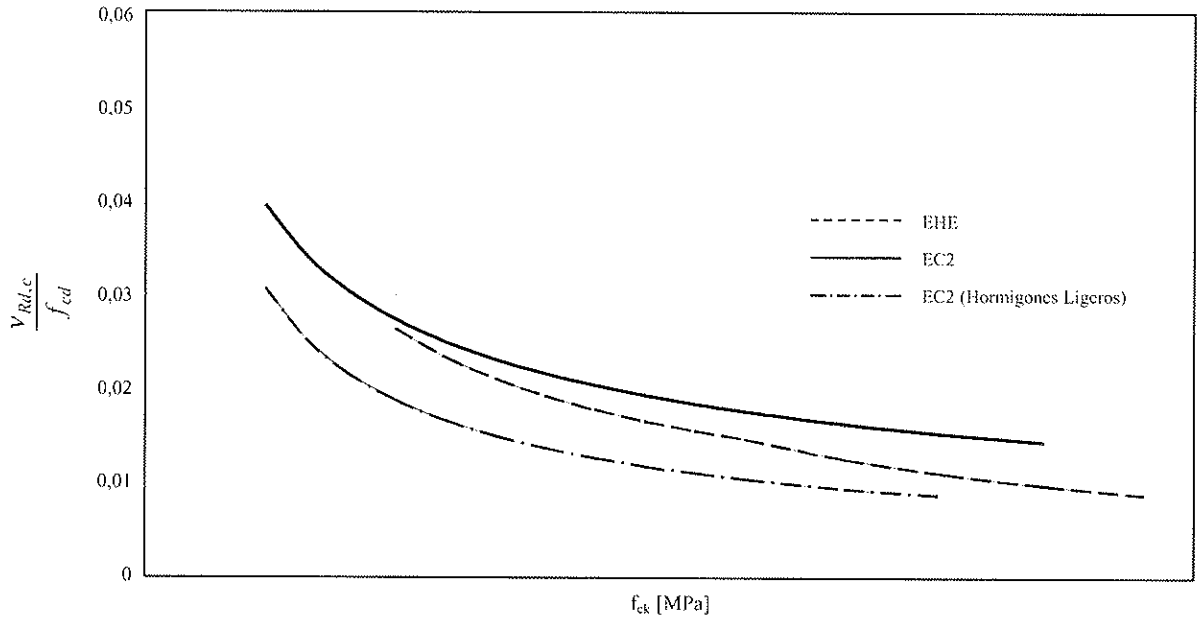
$u_1$ es el perímetro crítico de punzonamiento

Para el caso de hormigones ligeros se tiene:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{lRd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r}\right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d}\right) \operatorname{sen}\alpha \qquad [1.14]$$

En las figuras 15a), b) y c) se muestra la evolución de la resistencia a punzonamiento del hormigón (primer término de la ecuación) en elementos con armadura transversal para diferentes resistencias y considerando un canto útil de 0.25 m y cuantías de armadura longitudinal de 0.5%, 1.0% y 1.5%, respectivamente.

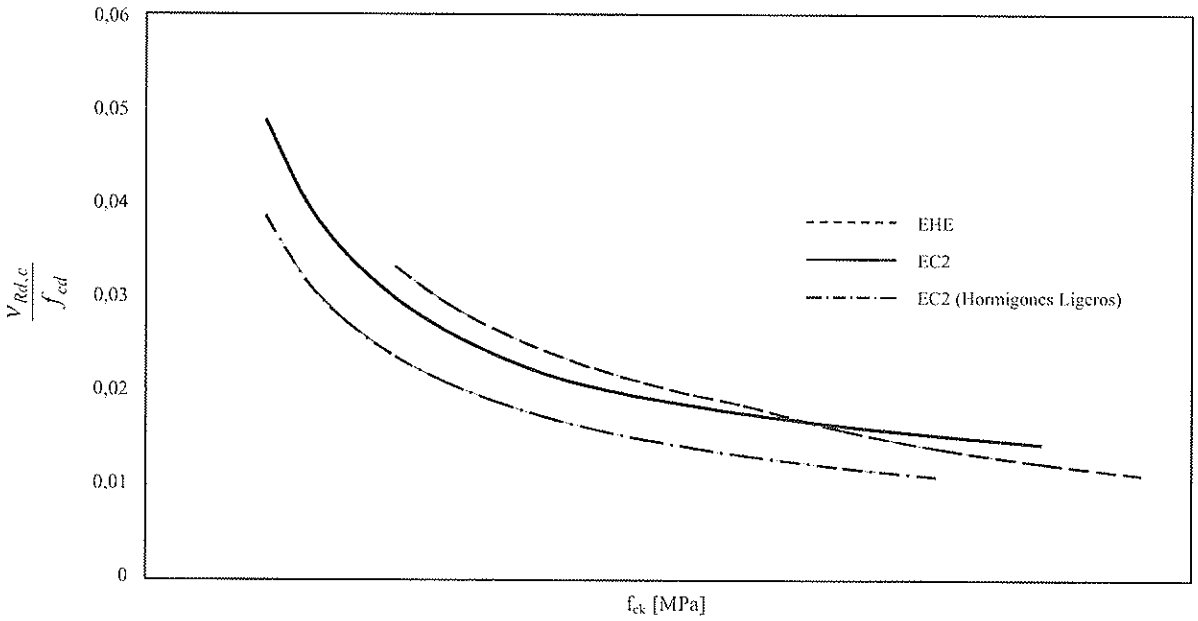

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026




| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |

Articulado EHE — Anejo 11 EHE

Figura 15.a) Evolución de la resistencia a punzonamiento del hormigón en elementos con armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. d=0.25 m, $\rho_l$=0.5%.



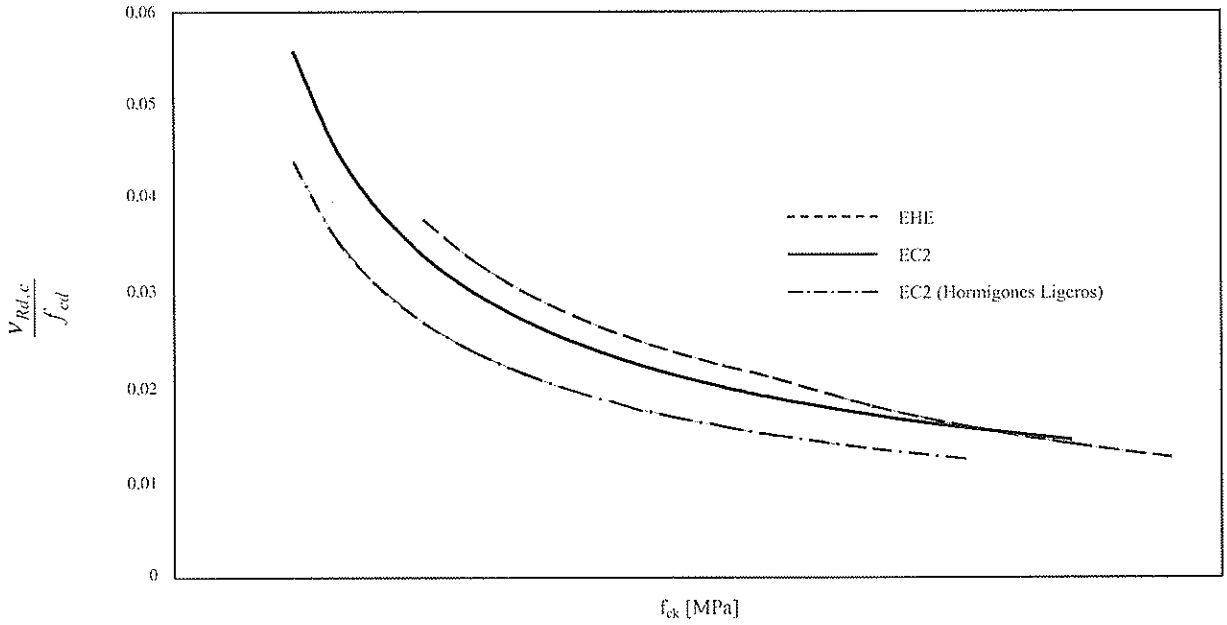

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |

Articulado EHE — Anejo 11 EHE

Figura 15.b) Evolución de la resistencia a punzonamiento del hormigón en elementos con armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. d=0.25 m, $\rho_l$=1.0%.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026




| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 | |

Articulado EHE Anejo 11 EHE

Figura 15.c) Evolución de la resistencia a punzonamiento del hormigón en elementos con armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. h=0.25 m, $\rho_l$=1.5%.

Finalmente el EC2 define la capacidad resistente a compresión del alma con la siguiente expresión.

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_o d} \leq v_{Rd,max} = 0.5 \nu f_{cd} \qquad [1.15]$$

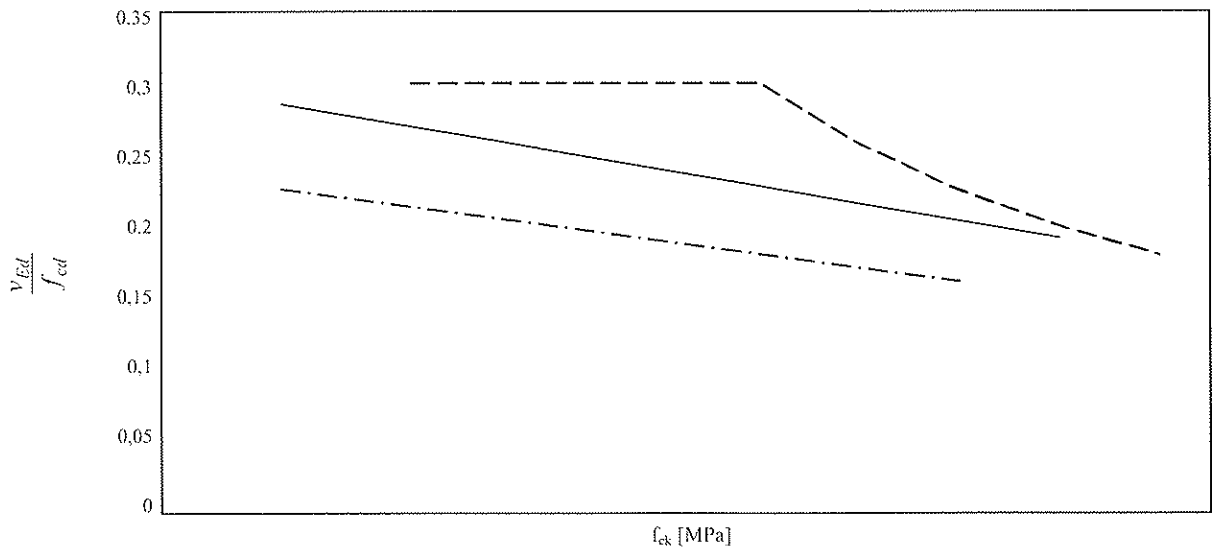
siendo:

$\beta$ coeficiente que tiene en cuenta los momentos y que depende del tipo de pilar (central, borde o esquina)

Este valor se calcula con el mismo modelo que en el Código Modelo 90.

$u_0$ perímetro del pilar para soportes interiores. Para soportes de borde y esquina se introducen las mismas limitaciones que en la EHE.

En la figura 16 se representan estos resultados de forma gráfica. Igual que en el caso del cortante, la EHE es menos conservadora que el modelo del EC2. La EHE utiliza el 100% de la capacidad resistente a cortante de elementos con armadura transversal. En la figura se representan estos valores para $\theta$=45º.




| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 | |

Articulado EHE Anejo 11 EHE

Figura 16.Evolución de la resistencia a punzonamiento por rotura de la biela comprimida.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

## 4. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

El EC2 trata dos Estados Límite de Servicio, el de fisuración y el de deformaciones en el Capítulo 7 (10)(11]).

### Fisuración

La formulación para la estimación de la abertura de fisura es una mezcla entre el planteamiento del Código Modelo del 90, para el cálculo de la deformación media del acero, y el Código Modelo del 78, para el cálculo de la separación media entre fisuras.

La evolución de la abertura de fisura con la resistencia es a disminuir aunque, debido a la relación que tiene la fisuración con la resistencia a tracción, esta disminución es reducida.

En la figura 17 se muestra la evolución de la abertura de fisura para una sección de 0.25 m de anchura, 0.50 m de canto, un recubrimiento mecánico de 0.05 m y 4 ϕ 20 de acero 500 MPa. En las gráficas se muestra la fisuración que corresponde a un momento igual al momento último partido por un coeficiente de seguridad global de 1.5 y multiplicado por 0.80, para tener en cuenta la combinación cuasipermanente. Los resultados corresponden a hormigones de distintas resistencias.

Se han representado los resultados según el EC2, para hormigones normales y ligeros, y los correspondientes a la EHE.

En la EHE la formulación adoptada es la del Código Modelo del 78. Los resultados que se muestran se han obtenido con el mismo modelo que para los hormigones de resistencia normal, extrapolando el uso de la formulación de la resistencia a tracción. Los resultados muestran la misma tendencia que los del EC2. En cualquier caso para la revisión de la EHE debe revisarse este planteamiento.

### Deformación

En cuanto a las deformaciones el planteamiento del EC2 es similar al de la EHE. En primer lugar se definen unos límites de esbeltez y luego se da un método general.

Los límites de esbeltez están desarrollados teniendo en cuenta, explícitamente, la resistencia del hormigón y la cuantía, que es el otro parámetro más importante.

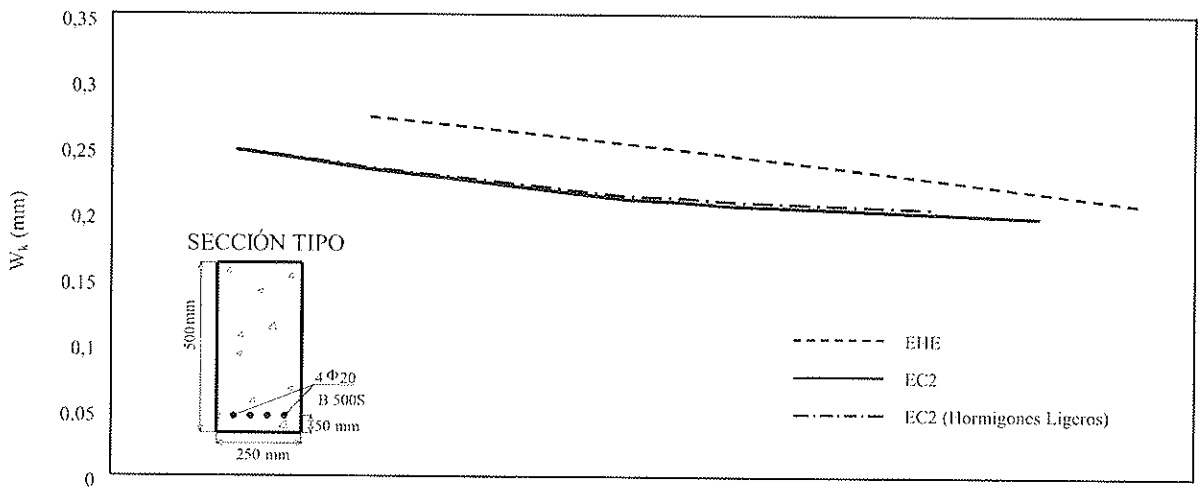
En la figura 18 se muestran los límites de esbeltez definidos por el EC2, que se pueden determinar analíticamente utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\frac{l}{d} = k\left[11 + 1.5\sqrt{f_{ck}}\,\frac{\rho_0}{\rho} + 3.2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2}\right] \quad si\ \rho \le \rho_0 \quad [1.16]$$

$$\frac{l}{d} = k\left[11 + 1.5\sqrt{f_{ck}}\,\frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}}\sqrt{\left(\frac{\rho'}{\rho_0}\right)}\right] \quad si\ \rho \le \rho_0 \quad [1.17]$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}}\,10^{-3} \quad [1.18]$$

En las figura 19 se muestra, para distintas resistencias del hormigón, los límites de esbeltez para distintas cuantías longitudinales, para hormigones normales y ligeros. Para hormigones ligeros, los límites de esbeltez para hormigones de densidad normal se corrigen por un factor de $\eta_E^{0.15}$. Para el caso de una densidad de clase 2.0, este factor es igual a 0.97, lo cual supone una corrección despreciable, que, no obstante será algo mayor para clases de densidad inferiores (0.76 para Clase 1.0).

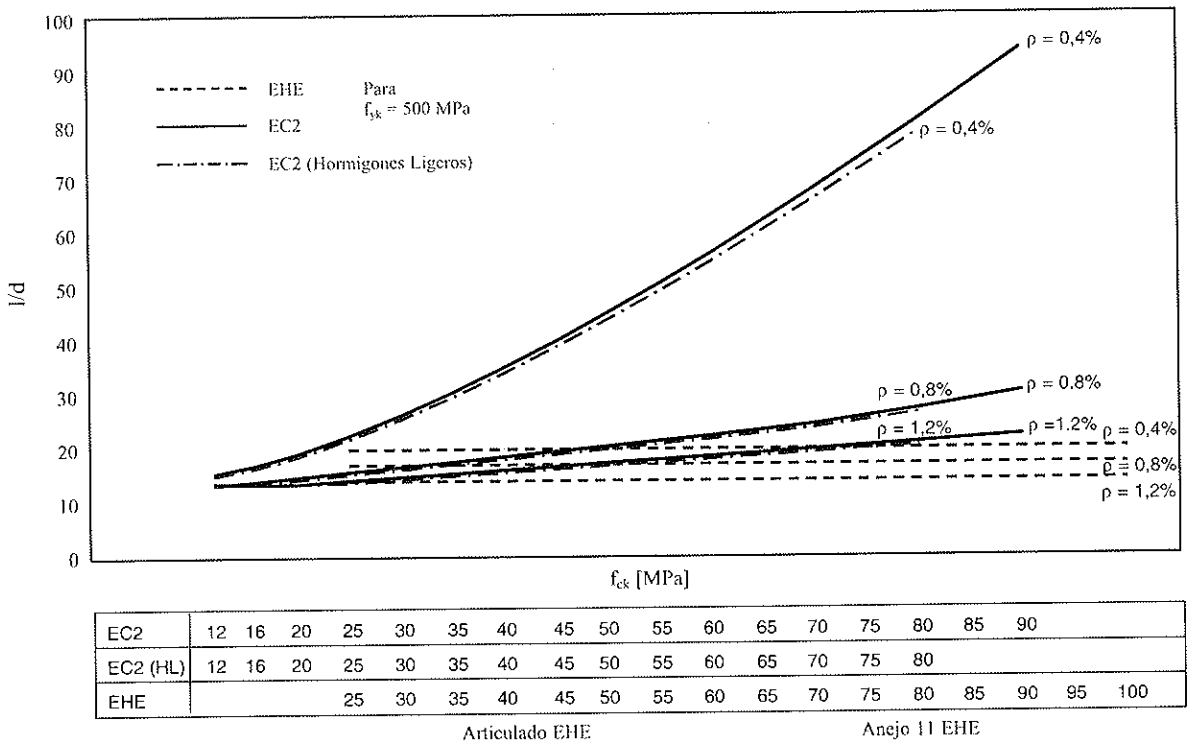



| | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |
| | Articulado EHE | | | | | | | | | | | Anejo 11 EHE | | | | | | |

Figura 17. Influencia de la resistencia del hormigón en la abertura de fisura.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026




| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EC2 | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | | | | |
| EC2 (HL) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | | | | | | |
| EHE | | | | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 | | |
| | Articulado EHE | | | | | | | | | | | | | Anejo 11 EHE | | | | | | | |

Figura 18. Límites de esbeltez para hormigones de distintas resistencias. ρ constante.

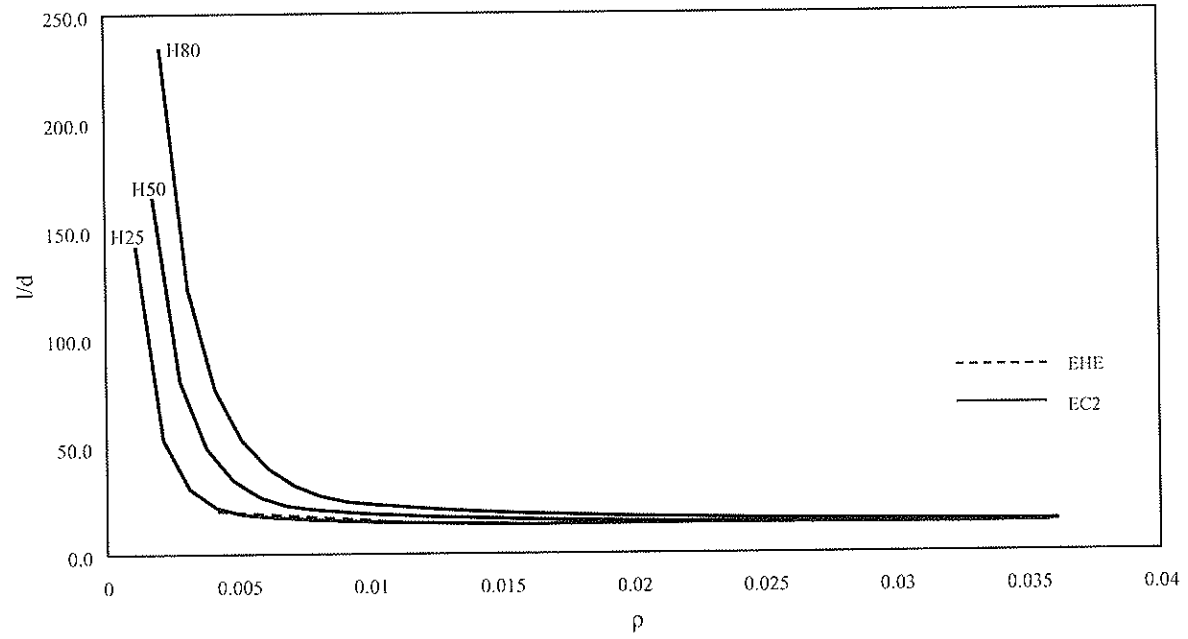



Figura 19. Límites de esbeltez para hormigones de distintas resistencias y cuantías.

En la figura también puede verse el efecto de la resistencia del hormigón, que es espectacular para cuantías pequeñas.

Por último se ve que la EHE presenta unos valores constantes y que no tienen en cuenta la calidad del hormigón y que son similares a los del EC2 para ciertas cuantías. Para la revisión de la EHE deben reconsiderarse estos límites.

Respecto al cálculo de flechas, el EC2 presenta un método general, por integración de curvaturas, para el cálculo de las flechas instantáneas y diferidas.

## 5. LONGITUDES DE ANCLAJE Y SOLAPE

El EC2 define las condiciones de anclaje y solapo para barras en el Capítulo 8. *Detalles de armado.*

La definición de la longitud de anclaje se realiza a partir de las condiciones de equilibrio entre la capacidad resistente de las barras y las tensiones de adherencia del hormigón.

En la figura 20 se muestra la longitud de adherencia necesaria para barras de diámetros 12, 16 y 25 mm y para hormi-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

gones de distintas resistencias y con densidad normal y tipo 2.0, 2000 kg/m$^3$. Para los hormigones ligeros la longitud de anclaje es algo mayor, ya que disminuye la tensión de adherencia respecto a la de los hormigones de densidad normal. Como es lógico la longitud de anclaje disminuye con el aumento de la resistencia a compresión del hormigón pero, como la tensión máxima de adherencia depende de la resistencia a tracción, el crecimiento es proporcionalmente menos importante.

En la misma figura se han representado las longitudes de anclaje definidas en la EHE. Para hormigones de resistencias hasta 50 MPa, las longitudes de anclaje son similares a las del EC2 para diámetros grandes pero mucho menores para diámetros pequeños. Esto es debido a que la tensión de adherencia, tal como se ha demostrado experimentalmente, no solo varía con la resistencia del hormigón sino que depende del diámetro. Esta es la explicación por la que la definición de la longitud de adherencia en la EHE depende del diámetro al cuadrado. Por esta razón la EHE es solo aplicable para aceros que cumplan con las tensiones de adherencia especificadas en una serie de ensayos tipo BEAM-TEST.

Para hormigones de más de 50 MPa el Anejo 11 establece, del lado de la seguridad, que se use el mismo coeficiente *m* que correspondiente a hormigones H50. A la luz de los resultados del EC2 parece imprescindible abordar un programa experimental para hormigones de alta resistencia que permita establecer unos valores del coeficiente *m* adecuados a sus condiciones.

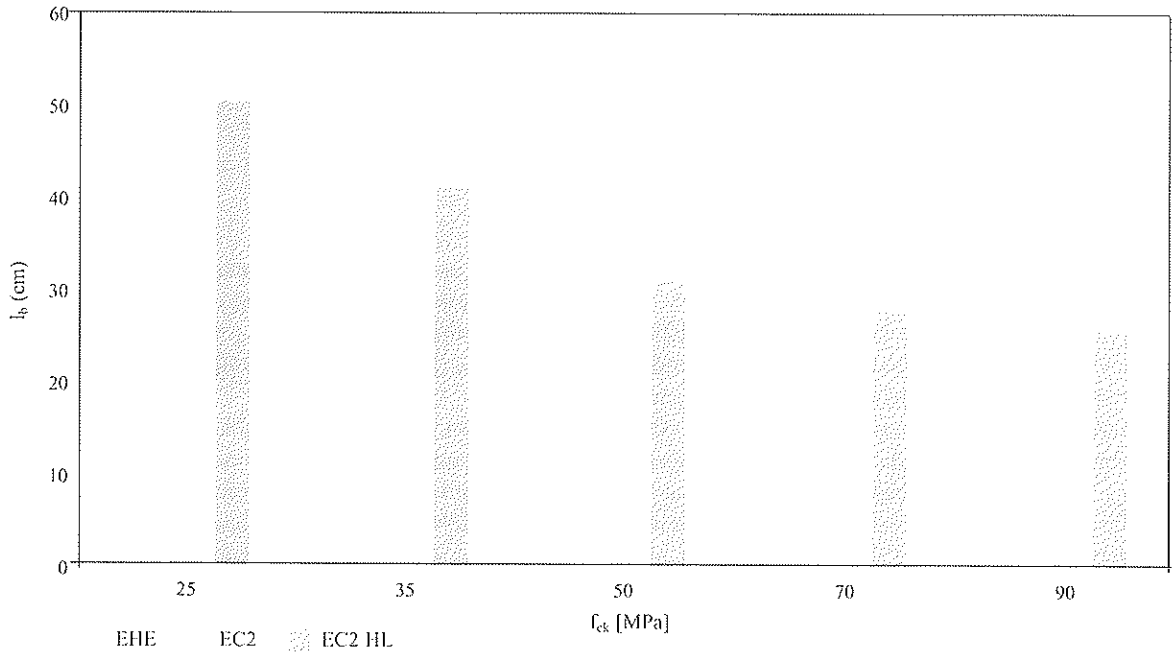



Figura 20. a) Longitudes de anclaje para hormigones de distintas resistencias y para barras de 12 mm de acero 500 MPa.

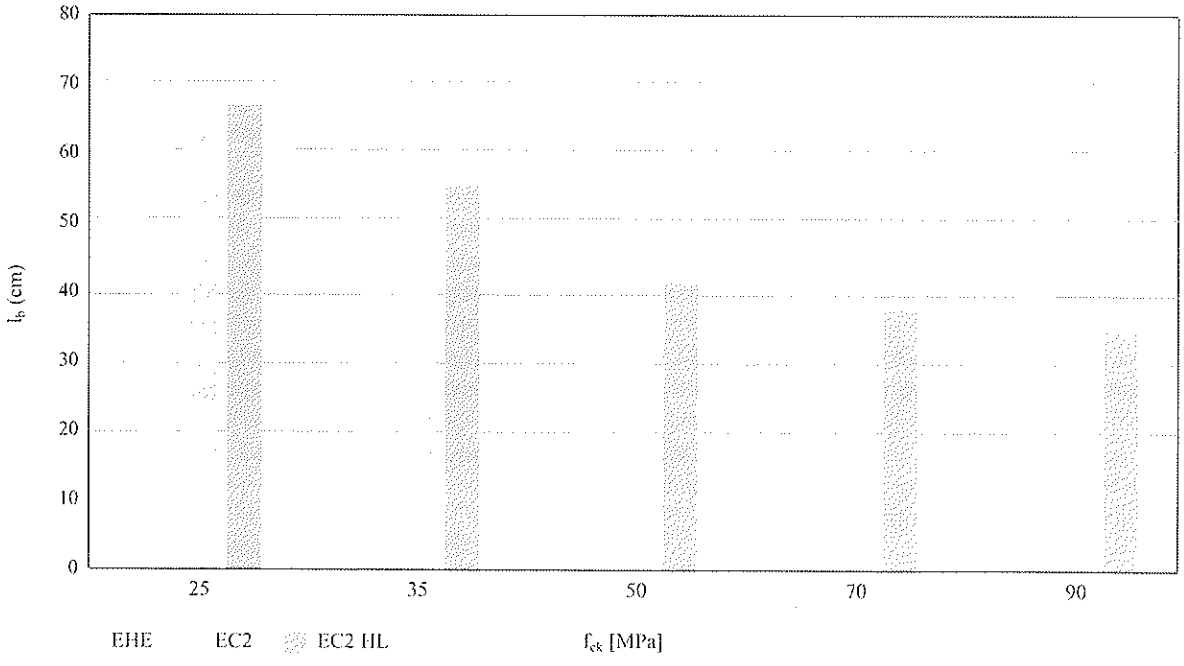



Figura 20. b) Longitudes de anclaje para hormigones de distintas resistencias y para barras de 16 mm de acero 500 MPa.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

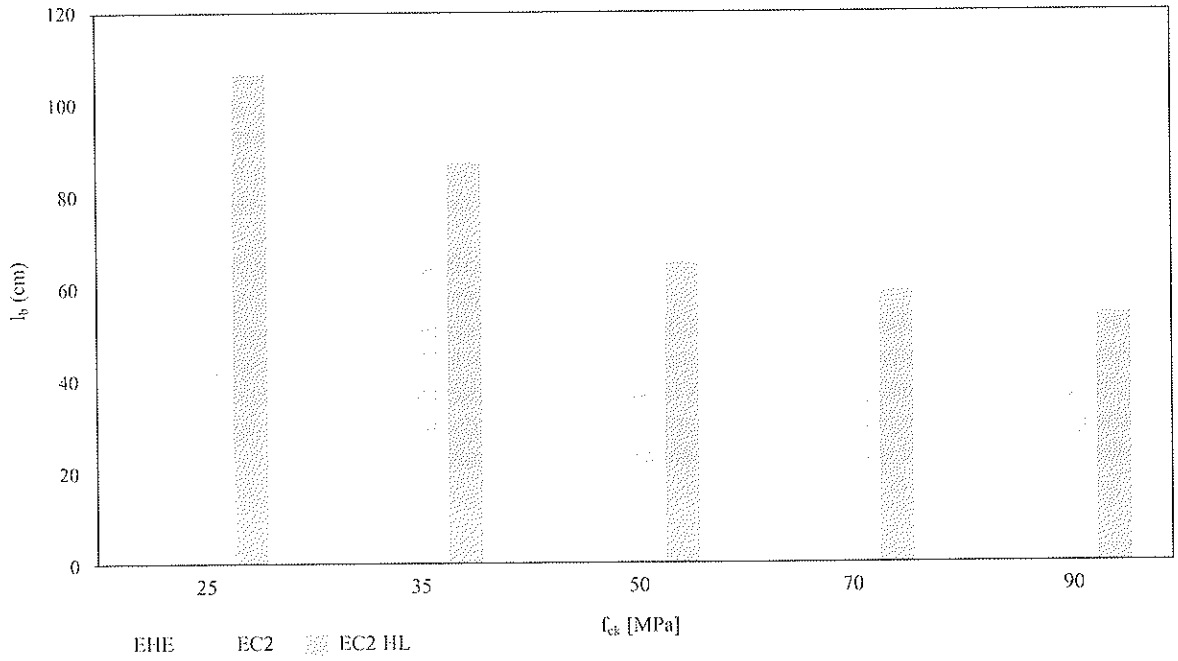



Figura 20. c) Longitudes de anclaje para hormigones de distintas resistencias y para barras de 25 mm de acero 500 MPa.

## 6. CONSIDERACIONES FINALES

Desde un punto conceptual general, teniendo en cuenta la definición más amplia de hormigón estructural, los códigos modernos de hormigón estructural deberían tener en cuenta de forma continua y coherente todas las posibilidades estructurales del hormigón, considerando hormigones de densidades normales y ligeros, hormigones con fibras, metálicas y de otro tipo, todas las posibilidades estructurales de los aceros, pasivos con distintas resistencias o activos y armaduras metálicas y no metálicas, y las distintas posibilidades de conexión hormigón armadura, adherente y no adherente.

Sin duda la tendencia actual es ésta, lo que contribuirá enormemente a afianzar la filosofía de la existencia de distintos materiales disponibles, tratados con un mismo cuerpo de doctrina, para la solución de los distintos problemas. Ello permitirá romper una cierta tendencia al aislamiento de los expertos en unos materiales y no en otros. Durante mucho tiempo existió un grupo de ingenieros que trabajaba el hormigón armado y no el pretensado. De una forma más amplia existían los ingenieros metálicos y los del hormigón. Afortunadamente los grandes ingenieros siempre han proyectado con todos los materiales disponibles, incluso, su imaginación sin límites dio origen a muchas de las nuevas tecnologías que hoy disponemos. Torroja, Leonhardt y otros son ejemplos valiosísimos de esta saga de grandes. **Espero** que algún día esto también sea una práctica cotidiana en los programas de formación de nuestras Escuelas. El conocimiento debe estar por encima de las inercias de las personas que los difunden y el esfuerzo de puesta al día debe ser constante para garantizar la mejor formación de las generaciones venideras.

El planteamiento del nuevo Model Code 2005 está en sintonía con esta idea:7 abarcar de forma continua y uniforme las distintas posibilidades del hormigón estructural. Tiene además otro interesantísimo reto que es de ocuparse, de forma continua, uniforme y equilibrada, de todas las etapas vitales de una estructura: la concepción, el proyecto, la construcción, el mantenimiento, análisis en servicio, reparación y demolición de las estructuras de hormigón.

La nueva revisión de la EHE se plantea también en esta línea y promete seguir siendo una avanzadilla de las mejores ideas: abordar el hormigón estructural de forma amplia y profundizar sobre las distintas etapas vitales de las estructuras. Aunque el objetivo sea parecido al del futuro Model Code 2005, la EHE debe abordar estos cambios con prudencia y los anejos no obligatorios son sin duda el mejor recurso para la información y la maduración de los nuevos conceptos. El Anejo 11 es un buen ejemplo de utilización de los anejos. Cuando se escribió este anejo los HAR eran poco mas que un sueño y ahora, unos pocos años después, es una práctica consolidada y éste un documento aceptado que debe ser revisado, actualizado e incluido en el articulado. Para otros temas, los hormigones ligeros, con fibras y en general nuevos conceptos, parece evidente que se puede seguir este procedimiento.

El EC2, es un documento interesante porque ha supuesto una digestión del conocimiento disponible y ha abordado de forma natural los hormigones de densidad normal con resistencias hasta 90 MPa. También aborda actualizadamente y de forma inteligente los hormigones ligeros pero no ha sido posible su integración en un texto único. La solución adoptada es interesante pero confina a los hormigones ligeros a un capítulo, opuestamente a lo inicialmente planteado por el Project Team que tuvo la responsabilidad de redactar el primer borrador técnico.

El futuro debe reafirmar la tendencia que se ha ido imponiendo en las últimas décadas. Los materiales estructurales deben ser tratados con las mismas bases de cálculo, con los mismos conceptos comunes, etc, minimizando las diferencias y explicitando las diferencias, sin traumas. Los materiales


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ideales (elásticos, elastoplásticos, plásticos, etc.) son recursos conceptuales comunes para el tratamiento de todos los distintos materiales estructurales. No **creemos** artificialmente fronteras que no ayudan al cometido de un buen ingeniero estructural.

## 7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

(1) CEN . *Eurocódigo 2. prEN 1992-1-1. Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings.* Final Draft Stage 49.

(2) Ministerio de Fomento. *Instrucción de hormigón estructural EHE.*1999.

(3) CEN. *Eurocódigo 2: Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte 1.1: Reglas Generales y reglas para edificación.* AENOR, *1993.*

(4) CEB-FIP *Código Modelo 78.* CEB, 1978.

(5) CEB-FIP *Código Modelo CEB-FIP, 1990.* GEHO CEB, *1990.*

(6) Walraven, J. *prEN 1992-1-1 Background Document Chapter 3.*

(7) Walraven, J. *prEN 1992-1-1 Background Document Chapter 11*

(8) JCI Technical Committee *Report on Autogenous Shrinkage Autogenous Shrinkage of Concrete*: PROCEEDINGS OF THE International Workshop. Editor Tazawa, E&FN Spon. London. 1998.

(9) Aitcin, P. *Demystifying Autogenous Shrinkage.* Concrete International. 1999. Vol 21 N°11.

(10) Corres, H. Pérez, A., Petschke, T. *pr ENV 1992-1-1 Supporting Document Chapter 7- Cracking*

(11) Corres, H., Pérez A., López Agüí, J.C. Erdtbauer, J. *pr ENV 1992-1-1 Supporting Document Chapter 7- Deformations*

(12) Comité Euro-international du Béton (CEB) / Fédéraction internationale de la Précontrainte (FIP), *High Performance Concrete: Recomended Extensions to the Model Code 90. Research needs*, 1995

(13) Fédération Internationale de la Précontrainte, *High Strength Concrete: State of the Art Report*, 1990.

(14) Pérez A., Corres H. *Cuantías mínimas mecánicas. Deducción.* En *La EHE explicada por sus Autores* p 121. LEYNFOR.2000.

(15) Walraven, J.C., *Background document for EC2, chapter 6.2 Shear,* 2002.

(16) Aparicio A., Calavera J., del Pozo F. J., *Ensayos de esfuerzo cortante por agotamiento de las bielas comprimidas con H.A.P.*, 1er Symposium nacional de Hormigón de Altas Prestaciones. Madrid, 25-27 de Febrero de 1998.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Productos y servicios a la medida



*Hormigones, áridos, morteros y mucho más...*

Desde la fundación de **Readymix Asland**, entre nuestros objetivos está el proporcionar a las grandes, medianas y pequeñas empresas constructoras, productos y servicios de alta calidad a precios competitivos.

Este logro solo es posible conseguirlo operando en proximidad al mercado, perfeccionando nuestros procesos productivos, tomando decisiones responsables e investigando y desarrollando nuevos productos.

La constante innovación, nos ha llevado a disponer de productos que el profesional de la construcción necesita en cualquier lugar de España y Portugal y en cada momento o situación en la que se encuentren sus obras.

En relación a los diferentes tipos de **hormigones especiales** que Readymix Asland pone a disposición de arquitectos y constructores y que día a día son más una realidad en las obras, destacan los siguientes:

Hormigón reforzado con fibras de plástico **Readyplás.**
Hormigón ligero **Readylight.**
Hormigón reforzado con fibras de acero **Readyacer.**
Hormigón ornamental de árido visto **Readysol.**
Hormigón autocompactante **Autoready.**





1. *Puente Real sobre el Río Guadiana. Badajoz.*
2. *Aeropuerto de Sondika. Bilbao.*
3. *Pabellón de Portugal. Lisboa.*
4. *Centro Parroquial. Collado-Villalba. Madrid.*

READYMIX ASLAND

AENOR ER Empresa Registrada ER-0550/2/00

**Oficina Central**
Santiago de Compostela, 100 - 28035 Madrid
Teléfono: 91 376 98 00 - Fax: 91 376 98 80
E-mail: ready@readymixasland.es
www.readymixasland.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Hormigón autocompactable: Visión general

## *Self-compacting concrete: overview*

**David Revuelta Crespo**
Dr. Ingeniero Industrial

♦

**Luis Fernández Luco**
Ingeniero Civil

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, C.S.I.C.

**RESUMEN**

El hormigón autocompactable es un hormigón que no necesita medios de compactación externos para su correcta ejecución durante la puesta en obra. Este concepto que surge en Japón a finales de los años 80, es una consecuencia de la necesidad de incrementar la productividad mediante la reducción de los tiempos de puesta en obra, la mejora de las condiciones medioambientales en la construcción, la necesidad de superar nuevos retos estructurales como formas y estructuras donde la densidad de armaduras hace difícil el empleo de métodos tradicionales de compactación, y la búsqueda de la mejora del producto final en términos de resistencia y durabilidad. Siguiendo esta filosofía, se busca un hormigón que en su estado fresco posea un bajo grado de fricción entre sus partículas, adecuado para darle una fluidez elevada, pero que a la vez esté dotado de la viscosidad necesaria para asegurar la cohesión y evitar la segregación.

***SUMMARY***

*Self-compacting concrete is a type of concrete that dos not require external compacting work during its placing in order to achieve a good termination. This concept appears in Japan in the late 80's as a result of the continuous search for improving productivity through the reduction of placing times; the need to improve environmental conditions; the challenge of new milestones in the form of new shapes and structures heavily armoured where the rebar density makes difficult the use of vibrators; and the search for a better end-product in terms of strength and durability. Aimed by these premises, a new concrete is developed that, in the fresh state, possess a low friction coefficient among its particles in order to obtain a high flow-ability, but at the same time it has the adequate viscosity in order to ensure the cohesion and avoid segregation of particles.*

## 1. DEFINICIÓN

Tal como se ha mencionado, el hormigón autocompactable es un hormigón que no necesita de energía externa para conseguir el llenado completo de los encofrados y el recubrimiento de la armadura de refuerzo. Por tanto, la compactación necesaria para cerrar los huecos del hormigón en estado fresco se produce por la acción del propio peso del hormigón.

Según esta definición, podemos fácilmente deducir que un hormigón autocompactable ha de poseer las siguientes propiedades características:

- Fluidez necesaria para acomodarse por efecto de su peso (presión hidrostática) al encofrado o a las armaduras
- Cohesión suficiente como para mantener "homogénea" la mezcla (sin segregación)

En consecuencia, la caracterización de un hormigón autocompactable se basa principalmente en propiedades del hor-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

migón en **estado fresco**. Sin embargo, ha de asegurarse que el producto endurecido cumple con los requerimientos exigidos a un hormigón convencional en términos de durabilidad y resistencia, y que es compatible con los sistemas de puesta en obra más habituales en la construcción.

Los avances en este campo se han puesto en conocimiento a través de la celebración de seminarios[1], la organización de comités de normalización en diferentes países, la existencia de un comité dedicado exclusivamente a este tipo de hormigón en RILEM[2], el desarrollo a través de proyectos financiados por la UE[3], y en la aparición de trabajos narrando la experiencia en diversos países[4]. Cabe destacar el trabajo de los Países Escandinavos, los más desarrollados en Europa en este tipo de tecnología.

## 2. RAZONES QUE JUSTIFICAN LA APARICIÓN DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTABLE

La lucha constante por la mejora de la productividad en el mundo de la construcción llevó a una serie de investigadores en Japón, encabezados por Okamura, a plantear la posibilidad de eliminar los engorrosos procedimientos de compactación empleados hasta entonces. La eliminación de estos trabajos supondría un incremento en la velocidad de puesta en obra, reduciendo así los costos de personal. Las propiedades de fluidez del hormigón autocompactable lo hacen especialmente adecuado para las operaciones de bombeo.

Por otro lado, de todos es sabido que en el mundo de la construcción las condiciones de trabajo son extraordinariamente duras, así como elevado el impacto medioambiental de una obra. La mejora de las condiciones medioambientales supone una serie de ventajas desde una perspectiva social, pero puede traer incluso un ahorro de costes durante la producción debido a la ausencia de problemas.

Por último, otra de las razones para el desarrollo del hormigón autocompactable fue que, ante nuevos retos estructurales, el hormigón convencional no era capaz de dar una respuesta eficaz. Un ejemplo lo constituyen las estructuras fuertemente armadas, donde las dificultades de compactación pueden dar origen a serios problemas de calidad en el hormigón.

## 3. CARACTERÍSTICAS

### 3.1. Estado Fresco

El hormigón en estado fresco se puede describir como una suspensión de partículas, aunque muy compleja. El antes mencionado comportamiento del hormigón autocompactable en estado fresco, que se traducía en la posibilidad de fluir y en la resistencia a la segregación, se evalúa a través del estudio de las propiedades reológicas del fluido.

Aunque simple, el modelo reológico de Bingham da una buena idea del comportamiento básico del material (Fig. 1). La idea es sencilla. Al intentar poner en movimiento el hormigón –proporcionar al fluido una velocidad $\dot{\gamma}$– es necesario vencer una resistencia $t_0$ debido al rozamiento entre las partículas. Una vez iniciado el movimiento, se requiere seguir aumentando la fuerza aplicada al fluido para conseguir "acelerarlo", debido a la cohesión entre las partículas. Esta resistencia posterior se mide a través de la viscosidad $\alpha$.

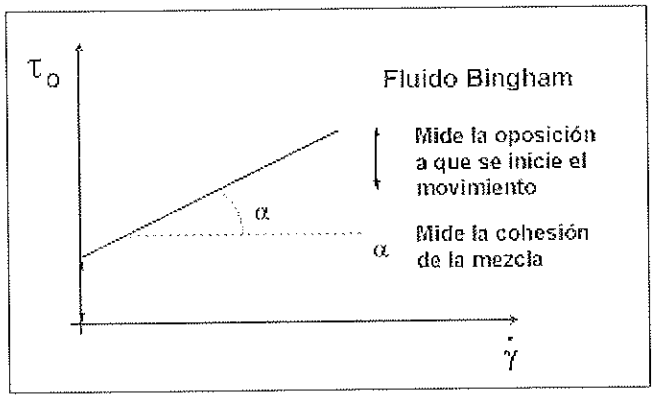



Figura 1. Parámetros reológicos según el modelo de fluido Bingham

Comparando el hormigón autocompactable con un hormigón convencional, el primero presenta una tensión de inicio de flujo inferior, similar a la que presentan los hormigones fluidos; pero a diferencia de éstos, en los que la viscosidad es menor que la de un hormigón convencional, la viscosidad del hormigón auto-compactable es mayor incluso que la de los hormigones convencionales, asegurando la cohesión (Fig. 2).

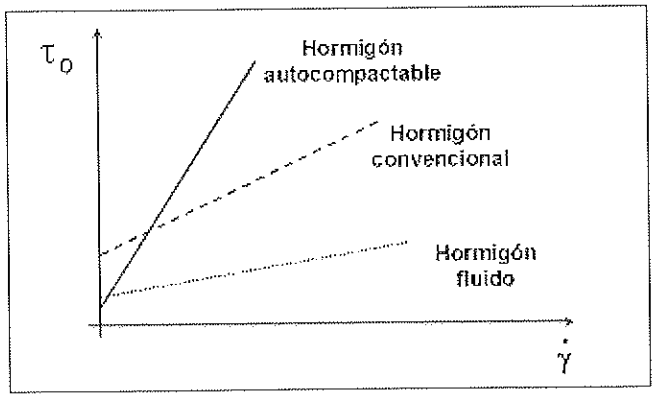



Figura 2. comparación reológica entre hormigón autocompactable, hormigón convencional y hormigón fluido.

[1] *Proceedings of the International Workshop on Self Compacting Concrete*. Kochi. Ed. Por Ozawa y Ouchi, JSCE Concrete Engineering Series 30, 1998.

[2] *Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self Compacting Concrete*. Ed. Por Å. Skarendahl y Ö. Petersson, Estocolmo, Septiembre 1999

[3] *Rational Production and Improved Working Environment through Using Self-Compacting Concrete*. Proyecto EU BRITE/EURAM BRPR-CT96-0366

[4] *Self-compacting concrete for civil engineering structures – the Swedish Experience*. Billberg P. Informe Nº 2:99. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Estocolmo 1999



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

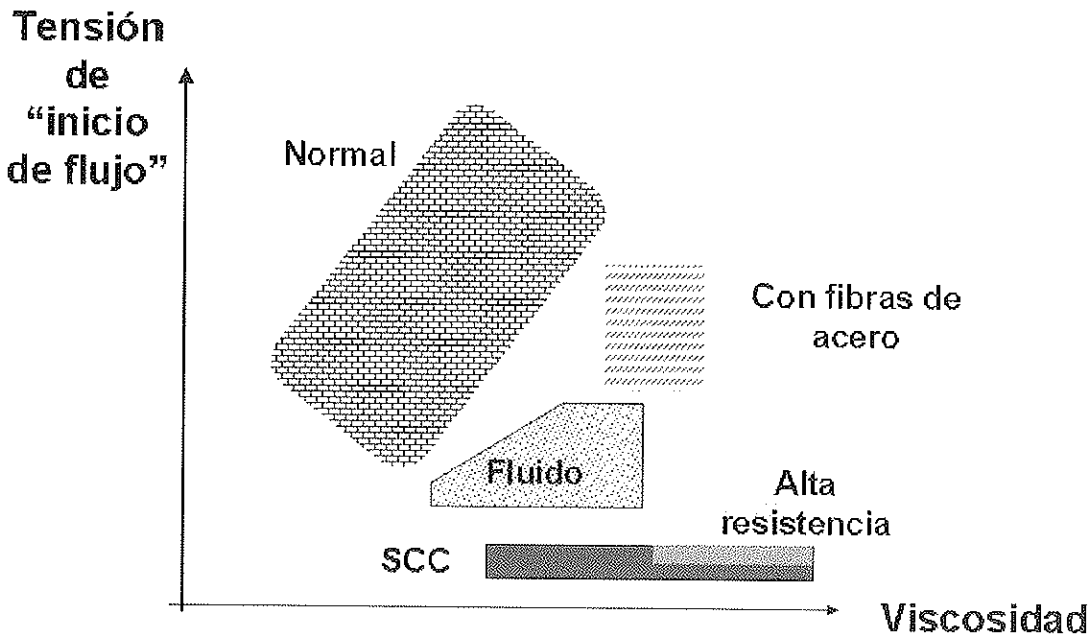



Fig. 3. Tensión de flujo frente a viscosidad para diferentes tipos de hormigones.

Sin embargo, es necesario destacar que aunque una baja tensión de inicio de flujo es un objetivo común en cualquier aplicación con hormigón autocompactable, la viscosidad es un parámetro que puede variar de forma considerable dependiendo de la técnica de producción y de la aplicación. La Figura 3 muestra una comparativa entre distintos tipos de hormigón según sus propiedades reológicas características. Se comprueba cómo el hormigón autocompactable y el hormigón de alta resistencia comparten en ocasiones las mismas propiedades.

### 3.2. Estado Endurecido

La experiencia parece indicar hasta ahora que el hormigón autocompactable presenta mejores propiedades de resistencia y de permeabilidad que un hormigón convencional con la misma relación agua/cemento, aunque es difícil compararlos objetivamente debido a la introducción de nuevos componentes como fillers o adiciones.

## 4. DISEÑO DE MEZCLAS

El principal mecanismo para conseguir un aumento en la fluidez del hormigón consiste en la reducción de la fricción entre las partículas. Los medios para obtener este aumento son la reducción de la tensión superficial mediante el empleo de súper-plastificantes, y una estructura granular óptima con gran cantidad de finos que aporten la viscosidad necesaria. El empleo de agentes modificadores de la viscosidad es otra posible solución, aunque más complicada de controlar.

Uno de los problemas que se asociaban al hormigón autocompactable era que, con los super-plastificantes convencionales, una reducción en la tensión de inicio de flujo traía aparejada una disminución de la viscosidad, con el consiguiente aumento del riesgo de segregación. Afortunadamente, los súper-plastificantes de última generación son capaces de dotar al hormigón de la fluidez necesaria sin que se pierda la cohesión entre las partículas.

Un factor muy importante a la hora del diseño de un hormigón autocompactable lo constituye la habilidad del hormigón para fluir a través de los obstáculos, como por ejemplo las armaduras. Ha de prestarse especial atención a la disposición de estas armaduras, la forma de puesta en obra, y el tamaño máximo de los áridos empleados.

En resumen, las características principales a la hora de diseñar un hormigón autocompactable son:

- el empleo de súper-plastificantes muy eficientes
- elevado aporte de finos (uso de adiciones)
- uso eventual de aditivos modificadores de la viscosidad

Existen diversos modelos de diseño de mezclas para hormigón autocompactable, como el propuesto por Okamura[i], o el propuesto por el CBI sueco[iv]. Ambos tienen en común que un correcto diseño de hormigón autocompactable requiere un diseño por pasos, en el que es necesario optimizar la pasta y el mortero antes de poder dar una fórmula específica de hormigón.

## 5. MÉTODOS DE ENSAYO

La medida directa de los parámetros reológicos es complicada, y se hace mediante equipamiento costoso (reómetros). Además, la elevada variación de la viscosidad de las mezclas lo convierte en un método poco práctico y engorroso.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Con objeto de solucionar este problema, se han desarrollado nuevos métodos de medida indirecta con los que se trata de caracterizar las propiedades del hormigón en estado fresco. Citamos a continuación algunos:

- Ensayo del escurrimiento: se realiza con el cono de Abrams, y caracteriza la fluidez de la mezcla mediante la medida de la extensión total que alcanza el hormigón al fluir libremente (Fig. 4)

- Embudo en V: caracteriza la viscosidad de la mezcla mediante la medida del tiempo que tarda el hormigón en vaciar un recipiente en forma de V (Fig. 5)

- Orimet. También caracteriza la viscosidad de la mezcla mediante el tiempo que tarda en vaciar un recipiente, en este caso cilíndrico. Se suele usar en combinación con un anillo dotado de barras de refuerzo para medir la capacidad de fluir del hormigón a través de armaduras (Fig. 6)

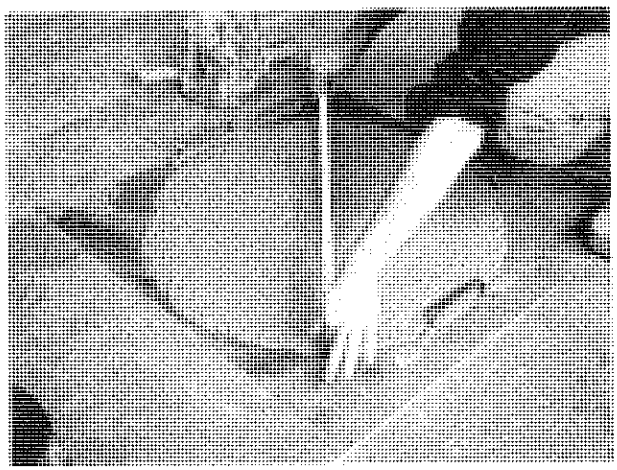


Figura 4. Ensayo de escurrimiento.

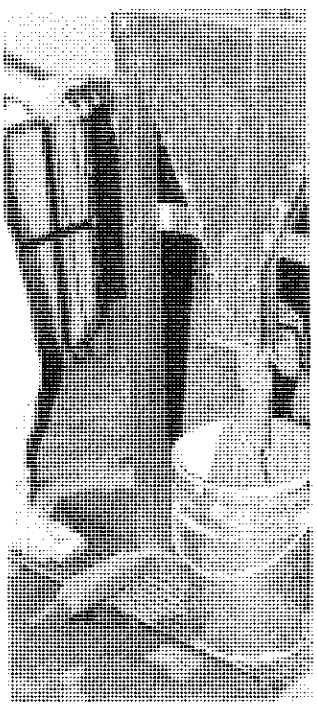


Figura 5. Ensayo de embudo en V.

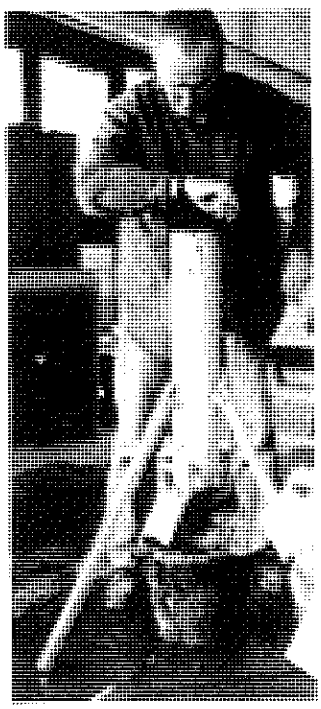


Figura 6. Figura 6. Orimet

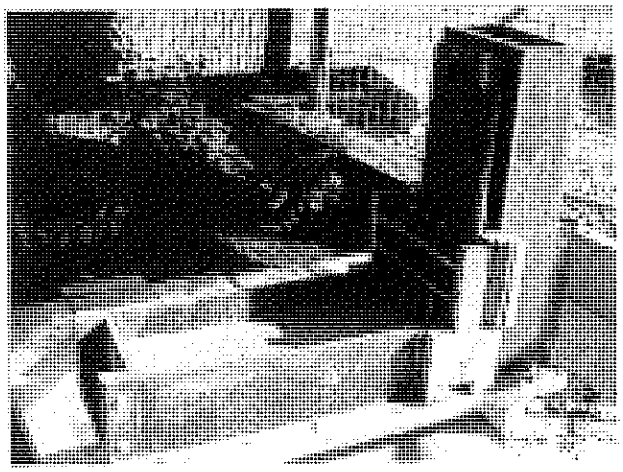


Figura 7. Caja en L.

- Caja en L: mide la fluidez y la capacidad de fluir a través de armaduras en un dispositivo formado por una columna de hormigón y una caja horizontal (Fig. 7)

- Métodos de ensayo en pastas y morteros. Los principales son el cono de Marsh, que mide la efectividad del superplastificante, y el mini-cono, versión reducida del ensayo de escurrimiento, que mide la capacidad de fluir de un mortero.

## 6. FABRICACIÓN Y PUESTA EN OBRA

### 6.1. Fabricación

Hasta la fecha se ha conseguido fabricar hormigón autocompactable con cualquiera de los métodos habituales de fabricación, tanto amasadoras como plantas dosificadoras con amasado en camión. Con objeto de asegurar la homogeneidad y la estabilidad de la mezcla, se sugiere la conveniencia de emplear tiempos de amasado superiores a los habituales. La secuencia de amasado es importante, así como un estricto control del contenido en agua total de la mezcla. En este sentido, es necesario un conocimiento preciso de la humedad de los áridos y la estabilidad de los mismos, ya que un cambio menor puede afectar muy negativamente al hormigón.

### 6.2. Puesta en obra

Se puede emplear el mismo equipo que se emplea con el hormigón convencional. Sin embargo, al suprimir las operaciones de vibrado, el proceso puede modificarse considerablemente. El bombeo parece el medio óptimo para la puesta en obra del hormigón autocompactable. El hormigón puede ser distribuido mediante conducciones y mangueras, dividiéndose en varias bocas de hormigonado dependiendo de la forma del encofrado.

Sin embargo, es necesario prestar especial atención a los encofrados. Éstos han de ser de buena calidad. Asimismo, la presión del hormigón durante su puesta en obra hace necesario que los encofrados sean cuidadosamente estudiados para evitar que las elevadas presiones del hormigón los revienten.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Aunque las últimas experiencias demuestran que la presión del hormigón sobre el encofrado en estado fresco y en reposo es inferior a la hidrostática debido a las propiedades tixotrópicas del mismo, se sigue recomendando el cálculo de los encofrados considerando la presión hidrostática.

Uno de los campos más activos del desarrollo de la tecnología del hormigón autocompactable es el de la planificación y control del proceso de puesta en obra, tanto in situ como en instalaciones de prefabricación. Las características peculiares del hormigón autocompactable hacen que se pueda aumentar considerablemente la productividad mediante un estudio adecuado de los medios de producción y control.

### 6.3. Medio ambiente

Sin duda alguna la mejora de las condiciones de trabajo durante la puesta en obra constituye una de las mayores ventajas del hormigón autocompactable. La eliminación de los pesados vibradores elimina la posibilidad de la aparición del "white fingers" producido por la mala circulación de la sangre a causa de las vibraciones. Así mismo, el nivel acústico desciende enormemente al no emplear cualquiera de los ruidosos aparatos de compactación empleados en el hormigón tradicional.

Esta reducción de ruidos redunda en un menor impacto acústico en caso de que los trabajos se realicen en la cercanía de zonas habitadas. El consumo en energía será así mismo menor. Al reducir también considerablemente los tiempos de puesta en obra, el impacto es mucho menor.

Por otro lado, en los últimos años se está tratando de dar impulso al empleo de materiales de reciclado como adiciones (cenizas, humo de sílice) que incorporen finos al hormigón, con el consiguiente beneficio medioambiental.

## 7. FUTURO

Puede hablarse de que el hormigón autocompactable es ya un presente, ya que su uso está bastante extendido en varios países. En España, el último año ha sido pródigo en la aparición de obras con este tipo de hormigón. Sin embargo, existen aún muchas barreras para la implantación del hormigón autocompactable. Entre ellas, destacan:

- La ausencia de métodos estandarizados de ensayo y evaluación
- La ausencia de regulación sobre este tipo de hormigones
- La necesidad de métodos de control estrictos
- El requerimiento de una logística precisa

Hay también todavía numerosas cuestiones a resolver tanto en el aspecto de la investigación básica como en el de la tecnología aplicada. Sin embargo, la buena aceptación que en general tiene este tipo de hormigón tanto por el fabricante como por el usuario y las administraciones está impulsando el desarrollo de este producto, en la confianza de mejorar la tecnología de la construcción en beneficio de todos.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



**ARLITA**
ARCILLA EXPANDIDA

*Arcilla expandida ligera, aislante y resistente*



**ONELITE**
REVESTIMIENTOS DE FACHADAS

*Mortero monocapa, Textura y color*



**ONEGOR**
MORTERO COLA

*Mortero cola de altas prestaciones*



**ABS**
PAVIMENTOS

*Mortero autonivelante, bombeable de rápida aplicación*

**OPTIROC ESPAÑA.** C/ PRINCESA, 25 6º-6º. 28008 MADRID 91 542 53 00
**TELEFONO ATENCION AL CLIENTE** 902 344 355
**www.optiroc.es**

OPTIROC

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Utilización de los aditivos en el hormigón autocompactable

## *Use of admixtures in self compacting concrete*

**Juan Domínguez García-Cuevas**
Product Manager

Departamento Hormigones, Sika, S.A.

### 1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años se ha hablado mucho de una nueva tecnología en el mundo del hormigón que denominamos Hormigón Autocompactable (HAC). Esta tecnología se viene desarrollando en el mundo desde finales de los años 80, cuando el profesor Okamura de la Universidad de Tokio desarrolló los primeros HAC. Su utilización se ha generalizado desde entonces en Japón y en algunos países del norte de Europa (Suecia, Dinamarca, Alemania, Suiza etc.).

En España en el último año los HAC están empezando a ser una realidad, sobre todo en el hormigón prefabricado. En la obra civil también se han realizado aplicaciones con HAC, pero de manera puntual.

Los hormigones autocompactables (HAC) se caracterizan por su alta fluidez, falta de segregación y bajo riesgo de bloqueo. Tales propiedades se alcanzan con un buen diseño granulométrico del hormigón, (Alto volúmen de pasta de cemento, bajo volúmen de árido grueso, menor tamaño de árido, una cantidad de finos suficiente y el uso de aditivos de última generación basados en Eteres Policarboxílicos y añadiendo agentes viscosantes o espesantes en caso necesario).

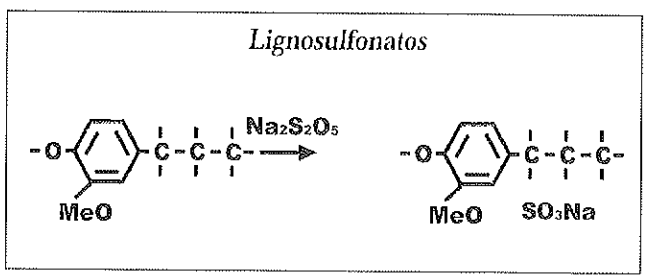
### 2. EVOLUCIÓN HISTORICA DE LOS ADITIVOS

#### 2.1. Lignosulfonatos - Plastificantes

En los años 30 se desarrolló la primera generación de aditivos para el mundo del hormigón a base de lignosulfonatos. Los lignosulfonatos se obtienen del proceso secundario de la extracción de la celulosa de la madera para la industria del papel. Generalmente tienen que ser tratados con el fin de reducir su contenido en azúcares para contrarrestar su efecto retardador.

Como característica fundamental permiten reducir el agua en el hormigón como máximo un 10% o conseguir, a igual relación agua/cemento, un aumento de la fluidez. Como efecto negativo principal podemos destacar la tendencia a producir retrasos en el fraguado del hormigón cuando se utilizan altas dosificaciones.

Estos aditivos se han estado utilizando de manera generalizada en los últimos años, aunque ya se están sustituyendo por otros de nuevas tecnologías.




Lignosulfonatos

#### 2.2. Superplastificantes

En los años 60 de manera casi simultánea se desarrolla la segunda generación de aditivos. En Japón aparecen los Nafta-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

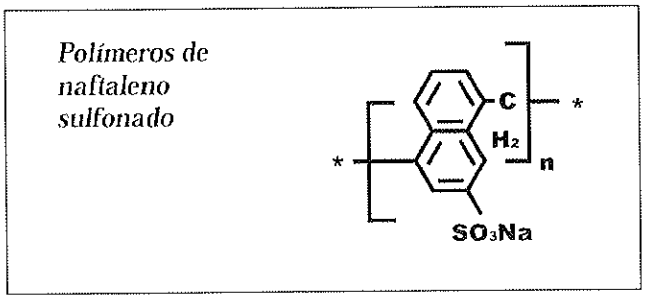
lenos - Sulfonatos con la intención de reducir la relación agua/cemento y en Alemania aparecen los condensados de Melamina - Sulfonato con la idea de mejorar la fluidez del hormigón sin variar la relación agua/cemento.

Los aditivos superplastificantes vienen a suponer una revolución en el mundo del hormigón pues nos permiten confeccionar hormigones de altas resistencias y altas prestaciones, que sin su utilización serían impensables.

### 2.2.1. *Naftalenos - Sulfonatos*

Los Naftalenos son productos resultantes del proceso de refinado del carbón. Como características principales destacaríamos que permiten reducir aproximadamente un 20 % el agua de amasado del hormigón, le confieren una buena manejabilidad al mismo y las resistencias a los 28 días suelen mejorar considerablemente.

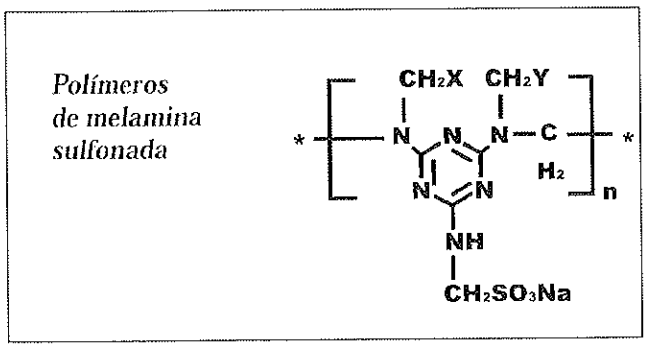
Tienen como efecto negativo que pueden ocluir aire en el hormigón, aunque en cantidades no demasiado elevadas.




Polímeros de naftaleno sulfonado.

### 2.2.2. *Melaminas - Sulfonatos*

Los condensados de Melaminas están basados en polímeros sintéticos. Confieren una reducción similar de agua a la de los aditivos basados en Naftalenos y como característica fundamental podemos destacar que las resistencias a edades tempranas son más elevadas. Son muy adecuados para la fabricación de elementos arquitectónicos con cemento blanco porque el polímero es incoloro. Puede ocurrir que a bajas relaciones a/c, se pueda producir flujo viscoso.



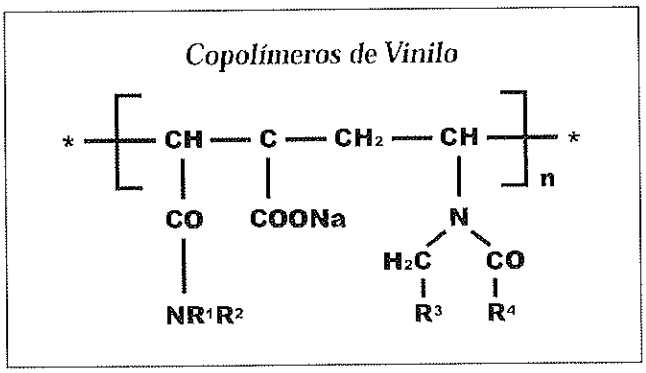

Polímeros de melamina sulfonada

Los superplastificantes de segunda generación han tenido como efecto negativo principal que la pérdida de trabajabilidad del hormigón es demasiado rápida, por lo general se aconseja su utilización en obra. Esta pérdida de trabajabilidad tan acelerada se ha mejorado considerablemente con los aditivos superplastificantes de tercera generación.

### 2.2.3. *Copolímeros de Vinilo*

Estos polímeros sintéticos poseen moléculas de mayor tamaño que los anteriores, proporcionando un efecto plastificante superior. La disposición de las partículas del cemento es mucho más efectiva y así proporcionan una mayor reducción de agua (aproximadamente un 30 %). También le confiere al hormigón un mayor tiempo de manejabilidad que la de los superplastificantes de melaminas o naftalenos.

Los superplastificantes de copolímeros de vinilo han sido utilizados en diversos ensayos de laboratorio para confeccionar hormigones autocompactables, bién solos o en combinación con aditivos viscosantes o espesantes, con buenos resultados.




Copolímeros de Vinilo.

### 2.2.4. *Policarboxilatos*

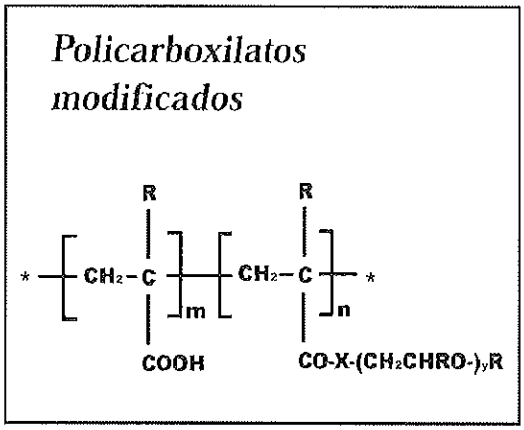
Los policarboxilatos pertenecen a la tercera generación de aditivos superplastificantes. Químicamente se basan en copolímeros de ácido acrílico y grupos éter de ácido acrílico y poseen cadenas laterales a diferencia de los superplastificantes tradicionales.

Los aditivos tradicionales a base de melaminas y naftalenos se basan en un efecto de dispersión de las partículas del cemento. Esta se consigue porque la molécula del aditivo tiene una estructura de dipolo con grupos cargados negativamente. Esas moléculas se absorben por los gránulos del cemento y los dota de cargas negativas, haciendo que los mismos se repelan entre sí. El efecto de repulsión electrostática disminuye progresivamente al depositarse sucesivas capas de productos de hidratación en la superficie del grano de cemento, lo que conlleva a una pérdida de la fluidez y la trabajabilidad.

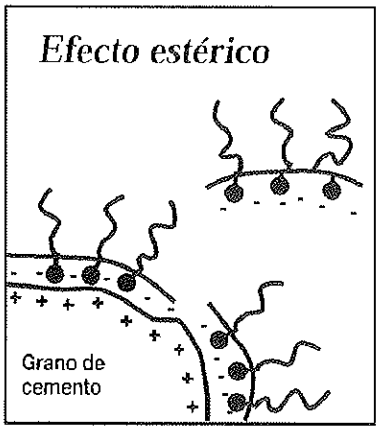
Los nuevos aditivos, basados en éteres policarboxílicos, basan su efecto dispersante en importantes cadenas laterales y, mucho menos, en la pura repulsión electrostática. Las largas cadenas laterales crecen más allá de los productos de hidratación del cemento formados, proporcionando una mayor dispersión. Estas cadenas laterales son responsables del efecto estérico. Al transcurrir el tiempo, una segunda molécula se activa mediante el efecto estérico y así se logra una actividad más duradera en el tiempo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026




Policarboxilatos modificados.




Efecto estérico.

Esta última generación de aditivos es la que está permitiendo confeccionar Hormigones Autocompactables. En general las moléculas de aditivos acrílicos le confieren al hormigón, a modo de resúmen, las siguientes características:

- Reducción de agua elevada
- Gran cohesión
- Tiempo de manejabilidad muy superior a la de los superplastificantes convencionales.
- Gran impermeabilidad
- Excelentes acabados

## 3. DOSIFICACIONES DE LOS ADITIVOS SUPERPLASTIFICANTES

Los aditivos acrílicos tienen un efecto reductor de agua de hasta el 40% y en general la dosificación de los mismos debe ser la máxima que nos permita conseguir la relación agua /cemento más baja. Está deberá estar en torno al 2 % del peso del cementante (suma de cemento y adiciones).

En cuánto a las dosificaciones de los aditivos superplastificantes, en general es difícil fijarlas de antemano. El comportamiento aditivo-cemento está influenciado por muchos factores tales como las composiciones del aditivo y del cemento, superficie específica del mismo etc. Esto hace que no se puedan dar reglas fijas, dado que las variedades de cementos y aditivos son muy amplias y la relación entre los diferentes tipos de aditivos y cementos sean muy dispares.

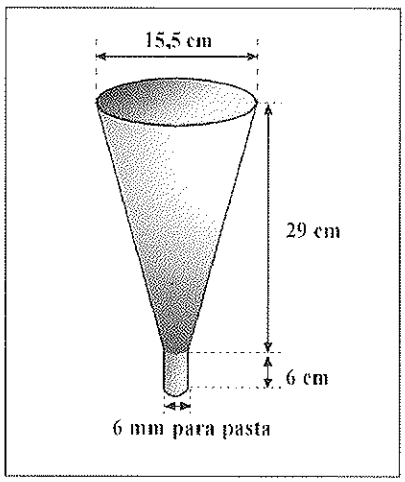
Por lo tanto, es recomendable hacer ensayos previos para determinar estos comportamientos y ver cuales son las dosificaciones óptimas de aditivo con respecto al tipo de cemento que pensamos emplear.

Un ensayo sencillo que permite evaluar la compatibilidad entre cementos y aditivos es el cono de Marsh.

El cono de Marsh es un recipiente metálico troncocónico con capacidad para 2000 $cm^3$, diámetro superior 155 mm, altura 290 mm y apertura inferior de 8 mm, en el que se vierte 1000 ml de pasta y se determina el tiempo que tarda en fluir 500 ml.

Con esta medida podemos realizar cuantas mezclas de aditivos y cementos necesitemos hasta determinar la más idónea, que será aquella que en igualdad de condiciones con las otras probadas tarde menos en fluir.

Así, aparte de la compatibilidad entre los diferentes aditivos y cementos, podemos determinar también el punto de saturación de los superplastificantes, es decir la dosificación máxima activa a la que podemos llegar y a partir de la cuál el superplastificante deja de hacer efecto, al no haber mejoras en la fluidez.




*Cono de Marsh*

## 4. ADITIVOS REGULADORES DE LA VISCOSIDAD O ESPESANTES

En muchos casos y dado lo sensibles que son los HAC a cambios en su diseño (variación del contenido de finos, en la relación agua/cemento, etc.) que pueden hacer que varíe la cohesión y la fluidez y que se pueda producir segregación, podrían hacer necesaria la utilización de aditivos viscosantes o espesantes. En estos casos, adiciones de pequeñas cantidades de estos aditivos dotan al hormigón de cohesión, debido a sus propiedades como reguladores de la cantidad de agua necesaria para fabricar el mismo. Algunos de estos productos



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ejemplar gratuito

no responden a nuevas tecnologías, sino que son productos que ya existían para otros usos y que aquí han encontrado una nueva aplicación, aunque también han surgido nuevos desarrollos específicos para esta función.

De forma general pueden dividirse en los siguientes grupos:

- Celulosa modificadas
- Biopolímeros (Gomas de Santano y de Welam)
- Almidón modificado
- Distintos tipos de Sílices
- Distintos tipos de Arcillas
- Polímeros sintéticos de alto peso molecular.

De éstos algunos tienen un coste elevado o bien confieren una excesiva viscosidad, otros tienen altas dosificaciones o corto tiempo de almacenamiento.

En estos momentos se están realizando nuevos desarrollos por los departamentos de I+D de las diferentes industrias, en el sentido de buscar otras alternativas.

## 5. CONCLUSIONES

En definitiva y como conclusión, para fabricar un buen hormigón autocompactable es necesario fundamentalmente un buen diseño granulométrico y el uso de aditivos de última generación basados en éteres policarboxílicos y añadiendo agentes viscosantes o espesantes en caso necesario.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# El hormigón autocompactable: tecnología sostenible para el sector de construcción

## *Self-compacting concrete: sustainable technology for the construction industry*

**Antonia Pacios Álvarez**
Dra. Arquitecto, Profesora Titular
Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales
ETSII - UPM

**RESUMEN**

La construcción sostenible es uno de los temas claves en la industria de la construcción y muchas de las inversiones realizadas en los últimos años se han destinado al desarrollo de las instalaciones y procesos, con el objeto de mejorar la calificación medioambiental de los elementos y productos fabricados. La industria de los elementos prefabricados de hormigón y la industria del hormigón preparado se están implicando activamente con el compromiso del desarrollo sostenible y, la utilización de nuevas tecnologías como es la fabricación y empleo del hormigón autocompactable, ha significado un paso importante. La experiencia europea ha permitido valorar económicamente las ventajas que este hormigón presenta sobre la utilización de un hormigón tradicional.

***SUMMARY***

*The sustainable construction is one of the key subjects for the construction industry. Investments made during the last years have been employed for the development of operational processes and facilities, with the aim of improving the environmental qualification of products. The industry of precast concrete elements and the industry of the ready-mix concrete are very much implied with the commitment of the sustainable development. In this way, the utilization of new technologies like the manufacture and use of self-compacting concrete has supposed an important step. The European experience has allowed us to value the economic benefits for using self-compacting concrete instead of conventional concrete.*

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Industria de la construcción

España representó en el año 2002 el quinto mercado en importancia de la Unión Europea, con un 12% del total. Los países con mayor participación fueron Alemania (22%), Francia (16%) e Italia y Reino Unido (14% cada uno). La actividad constructora alcanzó una producción total de 116 miles de millones de euros, que equivalen a un 16,7% del PIB, con una variación positiva del 4,6% respecto a la cifra del ejercicio anterior. Estas cifras ponen de manifiesto la penetración del sector en el mercado nacional y se pueden entender el efecto multiplicador de la actividad en los sectores suministradores y complementarios (1, 2).

La industria de la construcción es responsable de aproximadamente el 40% del impacto medioambiental total. Puesto que el hormigón es uno de los materiales de construcción utilizados en un volumen importante, las características medioambientales del hormigón son de enorme importancia. Utilizamos como referencia que la construcción genera aproximadamente el 7% de las emisiones globales del $CO_2$ de las cuales en gran medida son debidas a la producción del cemento (3).

Últimamente, el mercado ha percibido que el hormigón no es un producto sostenible, debido principalmente a que la fabricación del cemento requiere mucha energía y contribuye al calentamiento global, y la obtención de materias primas



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

provoca serios daños en el paisaje y en el ecosistema (4, 3). Sin embargo esta percepción está en muchos casos sesgada al no disponer de una metodología adecuada para determinar una calificación medioambiental, por lo que el sector se ha visto obligado a desarrollar métodos de valoración de ciclo de vida para poder especificar requisitos de rendimiento para productos y construcciones.

### 1.2. Construcción sostenible

La construcción sostenible es un tema clave en la industria de la construcción en la Unión Europea. Temas tales como la protección del medioambiente y el balance del ecosistema han adquirido status principal. Los efectos adversos de la degeneración del medioambiente fuerzan a los países desarrollados a adoptar tecnologías y prácticas seguras y respetuosas con el medioambiente. El hecho de construir representa un consumo de materias primas y energía y un uso del territorio en donde se implanta la obra. La construcción sostenible será posible cuando se utilicen recursos energéticos renovables, materiales renovables o procedentes de residuos de actividades precedentes y una utilización del espacio que no lo hipotecase irreversiblemente. Se trata, en general, de utilizar criterios medioambientales en la concepción del proyecto, en la manera de construir, mantener y deconstruir las obras. (5). Las tecnologías de construcción obsoletas necesitan ser reemplazadas con técnicas avanzadas que fomenten el ahorro de energía, el empleo de materiales de construcción alternativos que utilicen productos residuales o reciclados de otras industrias,... La introducción de tecnologías efectivas con su precio, materiales de altas prestaciones y equipos avanzados son imperativos.

El hormigón autocompactable (HAC) se ha introducido en el sector de la industria de prefabricados de hormigón principalmente debido a su mayor productividad, mejor entorno de trabajo y la capacidad de realizar la colocación en condiciones difíciles. Las empresas de prefabricados de hormigón de Holanda e Inglaterra, siguiendo el modelo japonés, han trabajado conjuntamente en un programa para obtener el desarrollo del HAC óptimo; en estos países el 70 y 40% respectivamente de las empresas del sector están utilizando actualmente HAC (6). El HAC incorpora subproductos industriales como cenizas volantes, escorias, finos,.. por lo que contribuyen positivamente al desarrollo sostenible de la tecnología del hormigón (7, 8), además de otros factores que se discutirán a continuación.

## 2. HORMIGÓN AUTOCOMPACTABLE

Un HAC es un material extremadamente fluido en estado fresco, que puede colocarse por gravedad sin necesidad de vibrado u otros medios de compactación, manteniéndose homogéneo y cohesivo sin segregación ni sangrado. En estado endurecido, utilizando un buen diseño, alcanza valores altos de resistencia, y presenta además buena durabilidad.

Según esta definición, un HAC ha de poseer la fluidez necesaria para adaptarse por efecto de su peso al encofrado, sin sufrir bloqueo en las armaduras, y ha de poseer a su vez la cohesión suficiente para mantener la mezcla homogénea sin segregación. Es necesario pues realizar la caracterización de un HAC principalmente en estado fresco, asegurando que el hormigón endurecido cumple con los requisitos de un hormigón convencional o de altas prestaciones.

### 2.1. Diseño

Los primeros estudios sobre este tipo de hormigón fueron realizados por investigadores japoneses a finales de los años 80. Ya entonces se puso de manifiesto que se trata de un producto muy sensible a los cambios en los materiales y procedimientos empleados y por lo tanto las experiencias similares no se pueden utilizar como recomendaciones sin previa particularización del diseño para los materiales locales, siguiendo un procedimiento fiable. El HAC representa una nueva tecnología; el diseño de este material deberá tener en cuenta las prestaciones globales del HAC que responden a las necesidades del mismo en todas sus fases y estas no serán las mismas para todas las aplicaciones.

Los distintos HAC empleados coinciden con los hormigones de altas prestaciones en tener un volumen de pasta superior al de un hormigón convencional, bajo volumen de árido grueso y menor tamaño máximo del árido, una baja relación agua/conglomerante y el empleo de aditivos de última generación.

Los estudios de los HAC empleados recientemente coinciden en las recomendaciones y criterios de diseño destacados en la Tabla I.

En cuanto a los métodos de dosificación se deberá seguir un procedimiento que permita optimizar los materiales componentes para las prestaciones de resistencia mínima a compresión, y diferentes requisitos de autocompactabilidad en estado fresco. Los procedimientos inicialmente propuestos por Okamura y Petersson (11, 12), determinan un volumen de pasta o mortero que garantice el paso del hormigón por una disposición de armaduras sin que se produzca bloqueo.

Recientemente Gettu et al. (8) proponen un procedimiento fundamentado en la dosificación por separado de la composición de la pasta y del esqueleto granular y en la definición del contenido óptimo de la pasta en el hormigón. Con dicho procedimiento, empleando técnicas de ensayo sencillas, se puede generalizar su utilización sin imponer restricciones a los materiales componentes.

### 2.2. Prestaciones

Teniendo en cuenta el gran número de elementos prefabricados o construidos in situ y sus características se pone de manifiesto que no todos los elementos demandan las mismas prestaciones del hormigón. En un pilar, por ejemplo, la resistencia a la segregación es importante pues existe la posibilidad de que esta se vea favorecida por la gravedad. Un elemento fuertemente armado dificultará el flujo del material cuando este no tenga una fluidez elevada y tamaño máximo del árido adecuado,... De acuerdo con características tales como la presencia de armadura, dimensión y forma del ele-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

**Tabla I. Criterios de selección de materiales y diseño del hormigón**

| MATERIALES | CRITERIOS DE SELECCIÓN |
|---|---|
| Árido grueso<br>Árido fino | – Distintas naturalezas mineralógicas<br>– Limitación $\phi_{máx.}$ del á. grueso en función densidad de armadura y no superior a 20 mm. |
| Cemento | – Selección en función de la aplicación |
| Adición | – Inertes (filler calizo) o Activas (escorias, cenizas volantes, microsílice)<br>– Selección en función de propiedades mecánicas o de durabilidad del hormigón. |
| Aditivos | – Policarboxilatos modificados<br>– Agentes viscosantes<br>– Dosificación variable según fabricante (óptimo en punto de saturación) |
| Agua | – Menor contenido que hormigones convencionales<br>– Agua de amasado < 200 l |
| **HORMIGÓN** | **CRITERIOS DE DISEÑO** |
| Contenido de finos<br>*TR–EFCT 2000 (9)* | – 400–600 kg/m$^3$ (incluido el cemento) |
| Volumen de pasta<br>Billberg, 1996 (10); *Gettu, 2002c (8)* | – Superior al mínimo de huecos del esqueleto granular (>35%) |
| Relación agua/cementante<br>*Gettu, 2002c (8)* | – Menor que 0,40 |
| Relación a.grueso/a.total<br>*Billberg, 1996; Gettu, 2002c (8)* | – Volumen mínimo de huecos |

mento, el procedimiento que se seguirá para la colocación del mismo etc. se deberán establecer los niveles de exigencia.

Las prestaciones del hormigón convencional en estado fresco, en general, no afectan especialmente el diseño del material, puesto que se dispone de medios humanos y mecánicos para completar la distribución y compactación. En HAC las prestaciones en estado fresco son complejas y dependen de parámetros diversos como el proceso de carga, condiciones medioambientales, métodos de puesta en obra,... La autocompactación y "autocolocación" no son las únicas propiedades importantes: la estabilidad, tanto en transporte y colocación como durante el fraguado, y la obtención de calidad uniforme de las propiedades, incluido el acabado, deberán tenerse en cuenta en el diseño del HAC.

Alcanzar las prestaciones mencionadas requiere un compromiso entre las exigencias que afectan el diseño de la mezcla y los requisitos del proyecto. Sólo en el caso de conocer los niveles de prestaciones podremos comparar los HAC.

## 3. TECNOLOGÍA SOSTENIBLE

Podríamos considerar una tecnología como *tecnología sostenible* aquella que reduce el impacto medioambiental, reduciendo la emisión de todo tipo de contaminantes, tanto sólidos, como líquidos o gaseosos; reduce el consumo de recursos naturales y energía disponible, y; mejora el bienestar social mejorando las condiciones de trabajo. Es por lo tanto una tecnología más "limpia", una tecnología "renovable" y una tecnología "amigable".

### 3.1. Tecnología *limpia*

Las tecnologías *limpias* son soluciones que reducen el impacto medioambiental al reducir la emisión de sustancias contaminantes en las aguas residuales, emisión de $CO_2$ y $NO_x$, ... Desde otro punto de vista, el ruido se considera a su vez una fuente de contaminación, aunque afecta un entorno reducido al trabajador.

La contribución del HAC de mayor impacto es la disminución de emisión de $CO_2$, principalmente al reducir el contenido de cemento, aunque no se debe ignorar que la menor producción de residuos en la fabricación del hormigón requiere una menor limpieza y por lo tanto emisión de partículas contaminantes en las aguas residuales y partículas sólidas al aire.

### 3.2. Tecnología *renovable*

Las tecnologías *renovables* son soluciones que reducen el consumo de materias primas y el consumo de energía favoreciendo el empleo de subproductos y cerrando el ciclo de vida de los elementos fabricados.

La contribución del HAC de mayor impacto es la reducción del consumo de materia prima al permitir y favorecer la utilización de productos residuales, tales como adiciones (cenizas volantes, escorias, microsílice, finos), áridos de reciclado,... Con un menor impacto no se debe olvidar la casi nula pérdida de material en la colocación.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

### 3.3. Tecnología *amigable*

Las tecnologías *amigables* son soluciones que mejoran el bienestar de los trabajadores y facilitan su utilización. La contribución del HAC de mayor impacto es la mejora de las condiciones de trabajo y se debe principalmente a la reducción del ruido, eliminación del impacto físico debido a la vibraciones y reducción de partículas en el aire. (13).

En una planta de prefabricados de hormigón se realiza una actividad con un nivel de ruido superior a 93 dB(A), lo que requiere utilizar protección externa en combinación con información de posibles daños. El empleo de HAC reduce el nivel de ruido, siendo este inferior a 80 dB(A) y por lo tanto no se requiere ninguna medida de protección.

Las vibraciones por encima de 0.25 m/sec$^2$ causan dolor, rigidez, fatiga,..., por lo que la eliminación del vibrado reduce el impacto físico en el trabajador.

Al ser el HAC una tecnología limpia se reduce la emisión de partículas en el aire de 3-4 mg/m$^3$ a 0.2 mg/m$^3$ debido a la fácil tarea de limpieza de moldes y entorno. Este aspecto es de especial importancia con la presencia de partículas de cuarzo por su incidencia en el desarrollo de determinados tipos de cáncer.

La percepción general del trabajador es la de un hormigonado más fácil al no existir hormigón derramado, bien por el vertido o vibrado, por lo que los moldes y entorno están más limpios y el trabajo es más ligero. (Fig. 1) (14).

## 4. ECONOMÍA

Uno de los primeros razonamientos en contra de la introducción de HAC ha sido el precio del material: la mayor cantidad de aditivos, finos y cemento se traducen en un incremento de €/m$^3$. Las primeras referencias encontradas hablan de un incremento de costes en la fabricación de un 40% (10, 9) y sin embargo en estos momentos nos manejamos con parámetros del orden al 5-7%. Existen a su vez diferencias de una compañía a otra, o de un sector a otro y esto es debido principalmente a que no se utilizan en todos los casos dosificaciones con una relación dosificación/precio óptima. En el momento en que se trabaja en buscar el óptimo diseño (y un aspecto importante ha sido el volumen de pasta) ha sido posible conseguir precios más económicos. (15, 16).

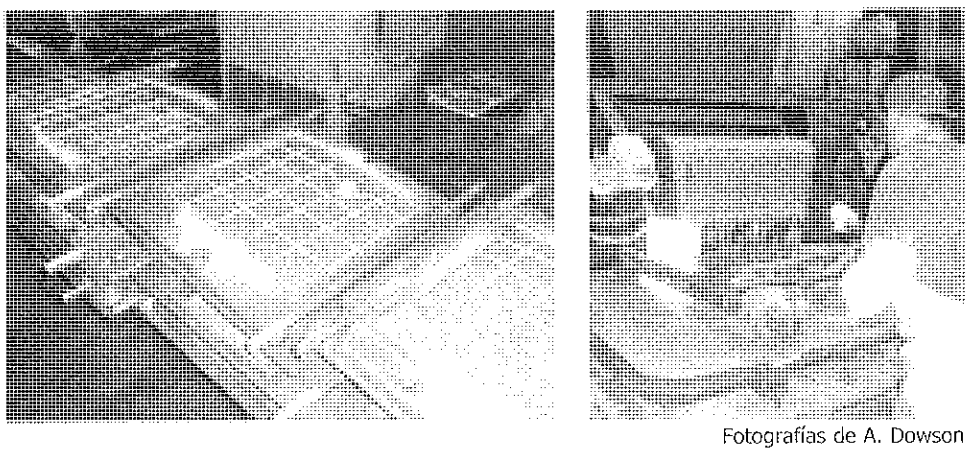
De entre los materiales sólidos que constituyen el hormigón el más caro es el cemento y el más barato el árido. Está claro que conviene trabajar en la disminución del contenido de cemento, aunque en este caso nos encontramos con la exigencia de un contenido mínimo que garantiza una determinada durabilidad. Resulta recomendable mantenerse en el tamaño máximo de árido mayor posible para poder obtener los precios controlados.

Una producción con éxito del HAC depende de la naturaleza de los materiales locales, las instalaciones y el equipo de fabricación existente puesto que la fabricación del HAC es muy sensitiva a la variación de sus materiales componentes, por lo que requieren un acopio de materiales y equipo de pesada adecuado, y evaluación del contenido de humedad del árido continuo y fiable,... Es por ello necesario realizar una mínima inversión: en primer lugar, se necesita una instalación de almacenamiento de los finos, lo que implica un nuevo silo; además, la amasadora tiene que estar perfectamente equilibrada y los laboratorios deben disponer de equipos y personal especializado.

La inversión necesaria se compensa al eliminar el vibrado (no debemos olvidarnos de mencionar que los vibradores también necesitan un mantenimiento y que tienen una vida limitada), por lo que el coste de equipamiento nuevo, mantenimiento y horas hombre por año no deben ser ignorados. Recientemente se está comprobando que el rendimiento de los encofrados y moldes es superior debido a la ausencia de lechada que se infiltre en juntas.

La tabla II nos muestra los valores medios obtenidos en una empresa del sector de prefabricados de hormigón en Reino Unido (14) para propiedades equivalentes de hormigón fabricado.

Las importantes mejoras medioambientales y sociales no pueden ser trasladadas directamente a términos económicos, por lo que directamente "se regalan".



Fotografías de A. Dowson

Figura 1. Proceso de hormigonado de tapas de registro.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

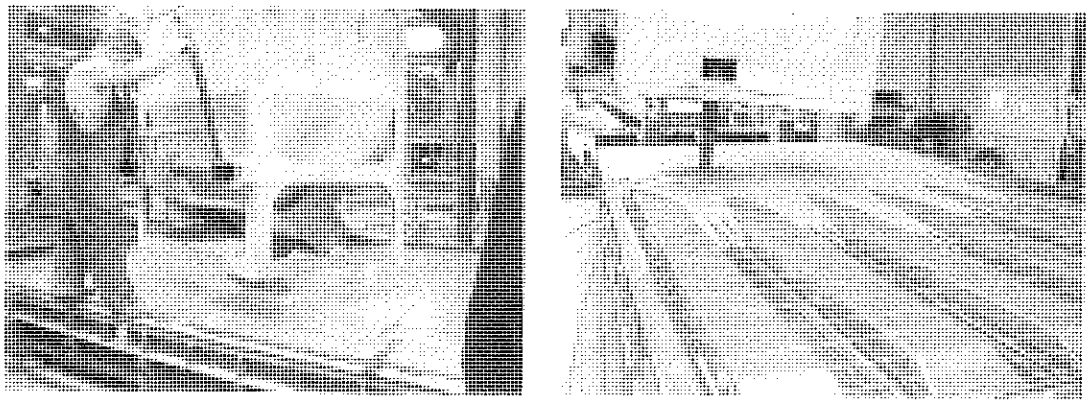
**Tabla II Valores empleados en 2002 por una compañía media en Reino Unido**

| Costes €/m³ | H. convencional | HAC |
|---|---|---|
| Hormigón | 61,05 | 70,83 |
| Cemento y filler | 37,67 | 41,77 |
| Árido grueso | 11,32 | 9,50 |
| Árido fino | 6,73 | 6,91 |
| Aditivos | 5,33 | 12,65 |
| Preparación de moldes y encofrado | 7,61 | 7,61 |
| Hormigonado y compactación | 12,68 | 4,57 |
| Desmoldado - desencofrado | 11,37 | 7,61 |
| Acabados | 27,90 | 0,00 |
| Mantenimiento equipos vibración | 1,51 | 0,00 |
| | | |
| | **122,12** | **90,62** |

## 5. APLICACIÓN EN EL SECTOR DE LOS PREFABRICADOS DE HORMIGONES

A continuación se presenta el estudio comparativo de utilización de recursos para la fabricación de dos losas (6). El primer caso se trata de una losa plana de 3590 x 7190 mm con un volumen de hormigón de 3,5 m³. La disposición de moldes agrupa un conjunto de 10 elementos, lo que requiere un volumen de hormigón total de 35 m³. El segundo caso, se trata de la fabricación de losas en doble T, con un ancho de 2394 mm y longitud variable, que necesitan 5,5 m³ de hormigón. La disposición de los 5 moldes empleados ha requerido aproximadamente 35 m³ de hormigón. (Fig. 2)

Como conclusión general en la Tabla III se observa que el tiempo de hormigonado se ha visto reducido por un factor de tres y el número de personas involucradas en el trabajo por un factor de dos. La experiencia alcanzada en Holanda muestra que el equipo inicial de trabajadores pueden fabricar ambas losas simultáneamente. Puesto que la actividad de limpieza es más ligera, la preparación de moldes para rellenos posteriores es más rápida y se mejora el empleo del tiempo.



Fotografía A. E. Pielkenrood

Figura 2. Fabricación de una losa prefabricada con HAC.

**Tabla III. Comparación de recursos en la prefabricación de elementos**

| ACTIVIDAD | LOSA de 3,5 m³ | | LOSA EN DOBLE T de 5,5 m³ | |
|---|---|---|---|---|
| | HAC | H convencional | HAC | H convencional |
| Método de vertido | cubeta y rastrillo | cubeta, pala y vibrador | cubeta y rastrillo | cubeta, pala y vibrador |
| Personal | 3 hombres | 6 hombres | 3 hombres | 6-7 hombres |
| Tiempo de vertido | 1 hora (11:30-12:30) | 3 horas (12:30-15:30) | 1 hora (12:30-13:30) | 3 ½ horas (12:30-16:00) |



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

## 6. CONCLUSIONES

En los últimos años la industria de la construcción se ha concienciado de la necesidad de contribuir con una construcción sostenible al equilibrio medioambiental. Concretamente el sector del hormigón, tanto la industria del hormigón preparado como la industria de los prefabricados de hormigón han introducido y continúan incorporando modificaciones en sus instalaciones y procesos para alcanzar los nuevos requerimientos de calificación medioambiental.

El HAC es un material que emplea en su fabricación una tecnología sostenible al reducir el impacto medioambiental, reduciendo la emisión de contaminantes, reduciendo el consumo de recursos naturales y energía disponible, y mejorando el bienestar del trabajador. En los últimos tres años el HAC ha pasado de ser un producto en estudio a un material introducido en el sector de los prefabricados de hormigón en el mercado europeo debido principalmente a una mayor productividad, un mejor entorno de trabajo y la capacidad de realizar cualquier aplicación.

Los estudios de investigación realizados han permitido obtener dosificaciones con una relación dosificación/precio óptima, lo que ha hecho posible conseguir precios más económicos.

## BIBLIOGRAFÍA

1 SEOPAN, El sector de la construcción en 2002, Asociación Nacional de empresas de la construcción en el ámbito nacional, Madrid, 2002.

2 INNOVACIÓN EN CONSTRUCCIÓN. Informes sobre el sistema español de la innovación. Edita Fundación COTEC para la Innovación Tecnológica, Madrid, 2000, 159 pp., ISBN 84-95336-11-1.

3 Bijen, J., van Selst, R., "Ventajas ambientales del hormigón preparado. Valoración del cilo de vida", CONGRESO ERMCO 2001 Berlín, 13-15 de Junio de 2001.

4 Pielkenrood, A. R., "Concrete lost its environmentally friendly image. What to do next?" Proceedings of the 17 th International Congress of the Precast Concrete Industry, Estambul 1-4 Mayo 2002, 5 pp.

5 Peris Mora, E., "Ciclo de vida, durabilidad y trascendencia de los materiales de construcción", DESARROLLO SOSTENIBLE DEL CEMENTO Y DEL HORMIGÓN, editor R. Gettu, Monografía CIMNE nº 67, Octubre 2002, pp 1-17.

6 Pielkenrood, A. R., "SCC will boost profits", Proceedings of the 17 th International Congress of the Precast Concrete Industry, Estambul 1-4 Mayo 2002, 11 pp.

7 Gettu, R., Josa, A., Agulló, L., Gómes, C.C., e Izquierdo, J., "Desarrollo de hormigones autocompactables de alta resistencia con cenizas volantes: hacia una tecnología del hormigón más sostenible" DESARROLLO SOSTENIBLE DEL CEMENTO Y DEL HORMIGÓN, editor R. Gettu, Monografía CIMNE nº 67, Octubre 2002, pp 27-42.

8 Gettu, R., Izquierdo, J., Gomes, P.C.C. y Josa, A., "Development of High-Strength Self-Compacting Concrete with Fly Ash: A Four-Step Experimental Methodology", Proc. 27th Conf. On Our World in Concrete and Structures, CL-Premier Pte. Ltd., Singapore, pp. 217-224.

9 TRA-EFCT, Proceedings Seminar on Self-Compacting Concrete, Malmö/Copenhagen, 20-21 Noviembre 2000, 71 pp.

10 Billberg, P., "Self-compacting concrete for civil engineering structures – The Swedish experience", Swedish Cement and Concrete Research Institute Report, 1999, 80 pp.

11 Okamura, "Self-Compacting High-Performance Concrete" Concrete International, vol. 19, nº 7, 1997, pp. 50-54.

12 Petterson, Ö., Billberg, P., Van, B.K., "A model for self-compacting concrete" Production Methods and Workability of Concrete, edt. P.J.M. bartos, D.L. Marrs, D.J. Cleand, E%FN Spon, Londres, 1996, pp. 483-492.

13 Bennenk W, Schijndel J, "SCC in the daily precast concrete practice" Proceedings of the 17 th International Congress of the Precast Concrete Industry, Estambul 1-4 Mayo 2002, 11 pp.

14 Dowson, J.A., "The application, self-compacting concrete in precast products", Proceedings of the 17 th International Congress of the Precast Concrete Industry, Estambul 1-4 Mayo 2002, 6 pp.

15 Gettu, R., Gomes, P., Agulló, L., "Diseño de hormigones autocompactables de alta resistencia. Dosificación y Métodos de caracterización", Publicación II Congreso ACHE, Madrid 11-14 noviembre 2002, ed.: ACHE, pp 13-22, ISBN 84-89670-33-1.

16 Pacios, A., López, V., El Jouhari, K., "Fabricación de un hormigón autocompactable siguiendo los criterios de diseño de hormigones de altas prestaciones", Publicación II Congreso ACHE, Madrid 11-14 noviembre 2002, ed.: ACHE, pp 23-31 ISBN 84-89670-33-1.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Obras y realizaciones con hormigón autocompactable (HAC)

## *Projects and works carried out using self-compacting concrete*

**Pere Borralleras Mas**
Licenciado en Ciencias Químicas. Jefe Dpto. Técnico

BETTOR MBT, S.A. - Admixtures Systems

**RESUMEN**

El hormigón autocompactable ya es una realidad en nuestro país. Diferentes obras y aplicaciones han sido realizadas ya con este novedoso material para la construcción con grandes éxitos y resultados.

La construcción del nuevo edificio del ayuntamiento de Mollet del Vallès (Barcelona) y el puente del Barrio de la Fuentes (tercer cinturón de Zaragoza) son ejemplos de estas aplicaciones, que representan la implantación del hormigón autocomapctable en España, similar a lo que representó en Japón el puente Akashi Kaikyo o el famoso tanque de gas de LNG. También otras aplicaciones para el HAC se han desarrollado en España, como por ejemplo en pavimentación o en la rehabilitación de viviendas y también en el sector del hormigón prefabricado.

*SUMMARY*

*Self-compacting concrete is already a reality in this country. This new material has been used in the execution of different projects and applications for building tremendous success.*

*The construction of the new Town Hall building in Mollet del Vallès (Barcelona) and the bridge in Barrio de la Fuentes (on Zaragosa's third ring road) are examples of these applications, which represent the implanting in Spain of self-compacting concrete in the same way that the Akashi Bridge or the famous LNG gas tank is representative in Japan. There are other applications of SCC which have been developed in Spain such as, for example, in paving, in the renovation and reconditioning of housing and also in the prefabricated concrete sector.*

## 1. NUEVO EDIFICIO DEL AYUNTAMIENTO DE MOLLET DEL VALLÈS

En el mes de Febrero de 2002, la empresa constructora COPISA, la compañía productora de hormigón PROMSA y BETTOR MBT S.A. como empresa suministradora de los aditivos para el hormigón, se disponían a afrontar un nuevo reto en el desarrollo de las nuevas tecnologías para la construcción, el hormigonado de una estructura postensada con HAC (hormigón autocompactable), que si bien no era la primera aplicación en España de este novedoso hormigón (concretamente fue el Puente del Barrio de las Fuentes, en la variante de Zaragoza, por parte de FCC-ACS, HORMICEMEX-HORMIFASA y BETTOR MBT), si fue la primera para el caso de una estructura postensada y con requisitos de hormigón visto.

### 1.1. La obra

La aplicación consistía en el hormigonado de unos muros ubicados en la cuarta planta del nuevo edificio del Ayuntamiento de Mollet del Vallès (Barcelona), tal y como se indica en la siguiente representación en planta de la estructura a hormigonar (Fig. 1).



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

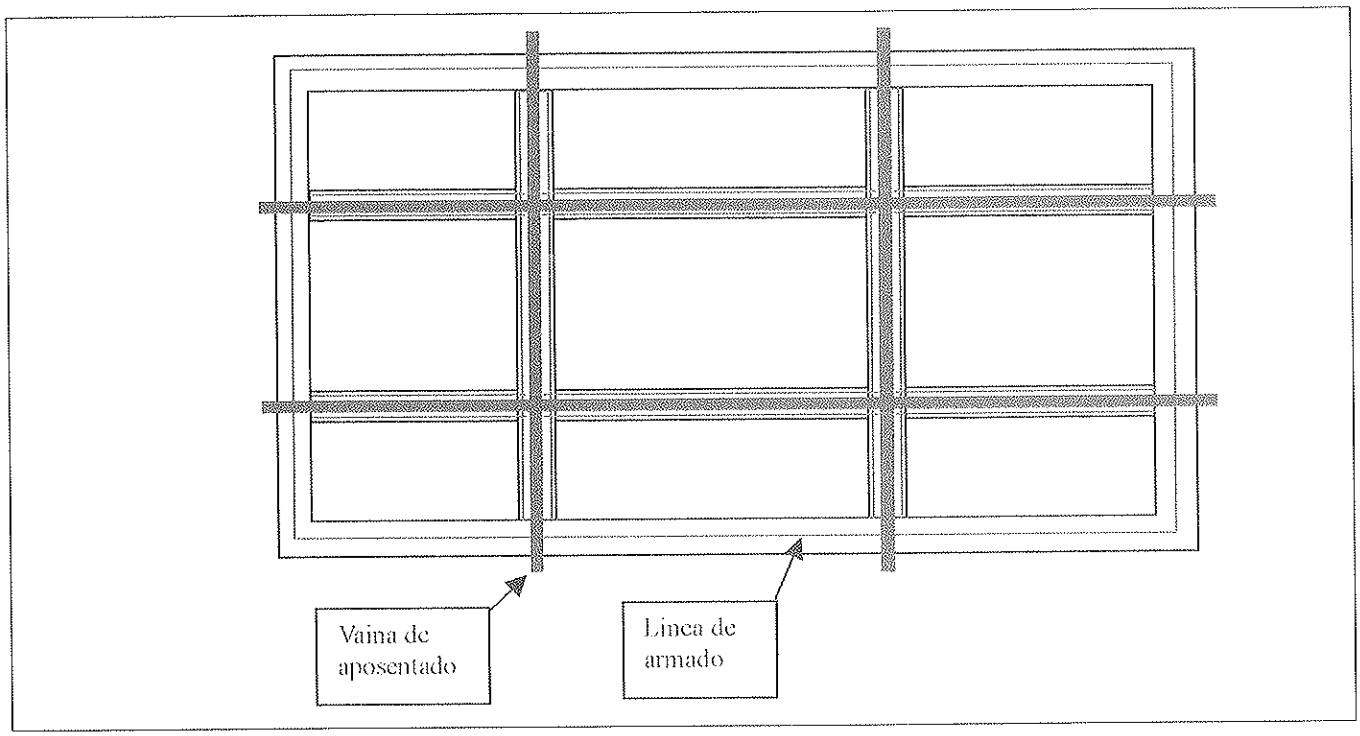



Figura 1.

En esta estructura, los muros interiores estaban armados y postensados, mientras que la estructura perimetral simplemente estaba armada. Sobre esta estructura, se montarían unos elementos metálicos en forma de arco.

Inicialmente, el proyecto contenía la ejecución de esta fase con hormigón convencional, pero una vez montado todo el refuerzo estructural (armado y vainas) y los encofrados, la Dirección de la Obra previó serias dificultades para realizar el hormigonado con hormigón convencional y asegurar un completo recubrimiento de todo el refuerzo y con unos acabados aceptables debido a que toda la densidad de armado más las vainas para el postensado impedían hormigonar desde la parte superior, incluso empleando hormigón de tamaño máximo de árido reducido y consistencia líquida.

Aparte del aspecto de la calidad de la ejecución, realizar este hormigonado con hormigón convencional implicaba un proceso largo y cuidadoso. No podían existir juntas frías, lo que implicaba un hormigonado continuo. Si la obra estimó unas 20 horas para realizar el hormigonado completo con garantías para obtener una estructura de calidad, aparecía otro problema: la obra estaba ubicada en un entorno urbano y 20 horas ininterrumpidas de ruidos de vibradores y bombas de hormigón hubieran ocasionado severas molestias para los ciudadanos.

Estudiando a fondo el problema, las empresas implicadas en el proyecto (COPISA, PROMSA y BETTOR MBT) decidieron ejecutar el hormigonado con hormigón autocompactable, HAC, con el propósito de poder garantizar una estructura de

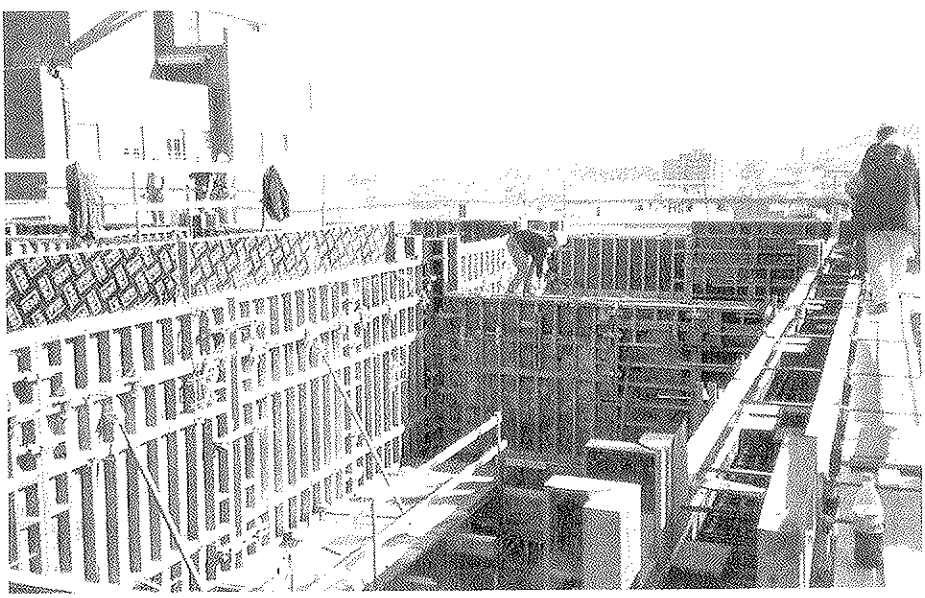


Foto 1. Vista de la distribución de muros a hormigonar.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Foto 2. Vista general de la obra.

calidad a pesar de los impedimentos descritos y para poder reducir el tiempo de aplicación, o sea, aumentar la capacidad productiva por hora de trabajo.

Los requerimientos para el hormigón fueron los siguientes: 35 MPa de resistencia a compresión a 28 días, pero debido a la necesidad de un postensado temprano, se exigían los 30 MPa de resistencia a 3 días. El hormigón sería bombeado mediante dos bombas hasta un cuarto piso y se debía contemplar un tiempo de transporte de unos 45 minutos desde la planta hasta la obra.

### 1.2. El hormigón

Después del preciso estudio de los materiales disponibles en la planta de hormigón, se eligió la siguiente fórmula de trabajo:

| | |
|---|---|
| CEM I-42,5R (Molins) | 400 kg/m$^3$ |
| Arena machaqueo 0/2 | 191 kg/m$^3$ |
| Arena machaqueo 0/5 | 678 kg/m$^3$ |
| Gravilla 5/12 | 869 kg/m$^3$ |
| Glenium C303 SCC | 1,5% spc |
| Agua total | 176 l/m$^3$ |

Se realizaron pruebas previas en la obra para evaluar las propiedades del hormigón autocompactable diseñado, tanto en estado fresco como sus resistencias mecánicas, de la forma más representativa posible. Se preparó el hormigón en la planta que suministraría para la obra, la planta de PROMSA – La Garriga, con amasado en camión hormigonera y añadiendo el aditivo superplastificante para HAC, GLENIUM C303 SCC de BETTOR MBT, como último componente, para hormigonar unas estructuras prefabricadas en la obra. El mantenimiento durante el tiempo de transporte fue excelente, así como sus propiedades autocompactables, los acabados y la evolución de resistencias mecánicas más que suficiente (las probetas para ensayo se realizaron sin compactación).

Se disponía de un hormigón autocompactable adecuado para la aplicación prevista, fabricado exclusivamente con los materiales (cemento y áridos) cotidianos de la planta, sin la necesidad de aportar ningún tipo de adición externa.

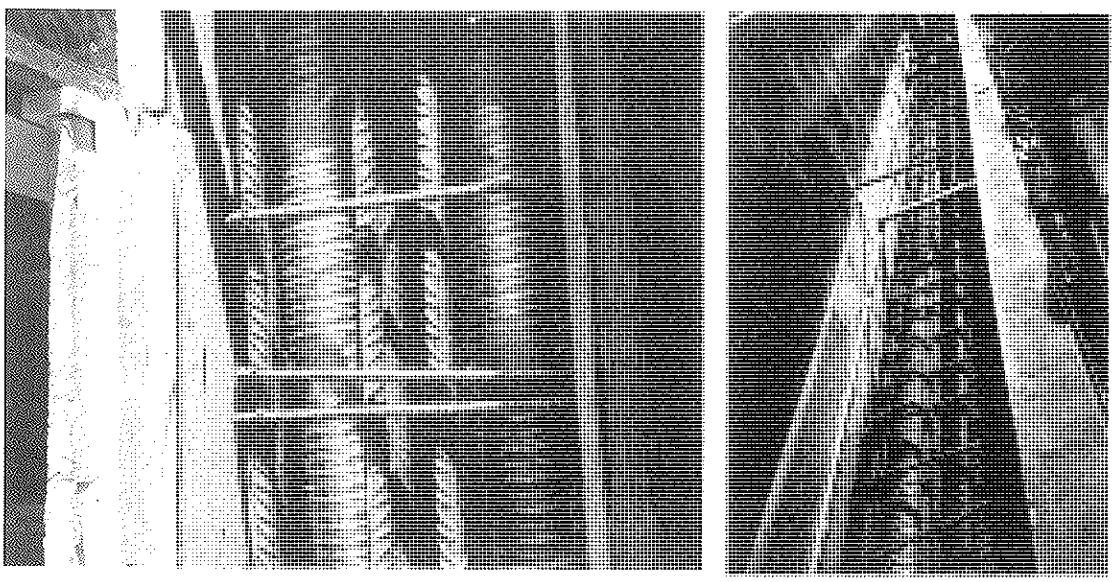


Foto 3. Vista desde la parte superior del encofrado, donde se observa la alta densidad de refuerzo en los muros postensados.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

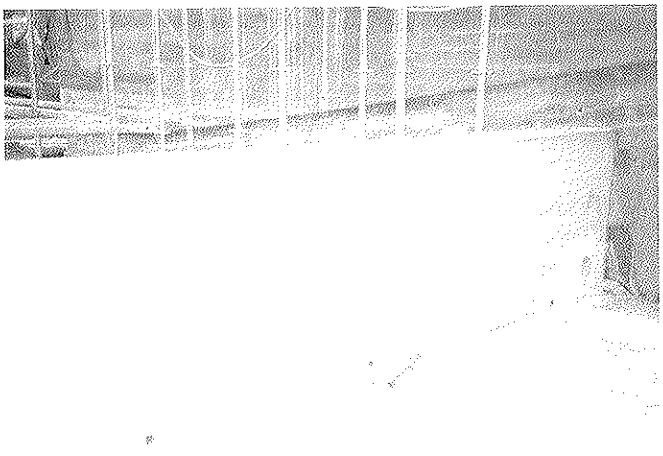


Foto 4. Estructura hormigonada durante la fase de pruebas previas.

### 1.3. El proceso de hormigonado

Debido a la imposibilidad de hormigonar directamente por el espacio superior del muro debido a la alta densidad de refuerzo, se decidió ejecutar el hormigón siguiendo el siguiente procedimiento: se abrieron unas ventanas en la mitad vertical del encofrado, repartidas equitativamente por toda la estructura que debía ser postensada, donde se acoplaron unos tubos metálicos para poder acoplar la pluma de bomba en dichos tubos e iniciar el hormigonado por estos puntos, para que el hormigón fluyera libremente por toda la base de la estructura e ir subiendo el nivel hasta llegar a rellenar, de abajo a arriba, la zona de las vainas de postensado, donde el relleno resultaba dificultoso. Simultáneamente, los muros perimetrales (armados) se rellenarían sin la necesidad de los tubos acoplados descritos.

Por las características del hormigón autocompactable, bombeando únicamente desde dos puntos se consiguió que fluyera hormigón libremente por toda la planta, rellenando perfectamente todo el armado así como las vainas de postensado, en una superficie de muros de aproximadamente 30 metros de longitud (altura media de 3.25 metros y canto de 40 cm) en perímetro cuadrado y con cuatro muros interiores de otros casi 30 metros de longitud.

Terminada esta fase, se completó el hormigonado de los muros por vertido directo desde la bomba. Como la cota de los muros no era uniforme, tuvieron que terminarse los muros más altos con hormigón convencional HP-35/B/12/IIa.

La aplicación de la totalidad de los casi 300 $m^3$ de hormigón que requería la estructura se realizó en poco más de 6 horas, suministrando hormigón desde dos plantas productoras, permitiendo así la posibilidad de un hormigonado continuo, sin interrupciones y con altos rendimientos de producción. El bombeo se realizó mediante dos bombas, bombeando el hormigón a una presión media normal (sin problemas a destacar para el bombeo).

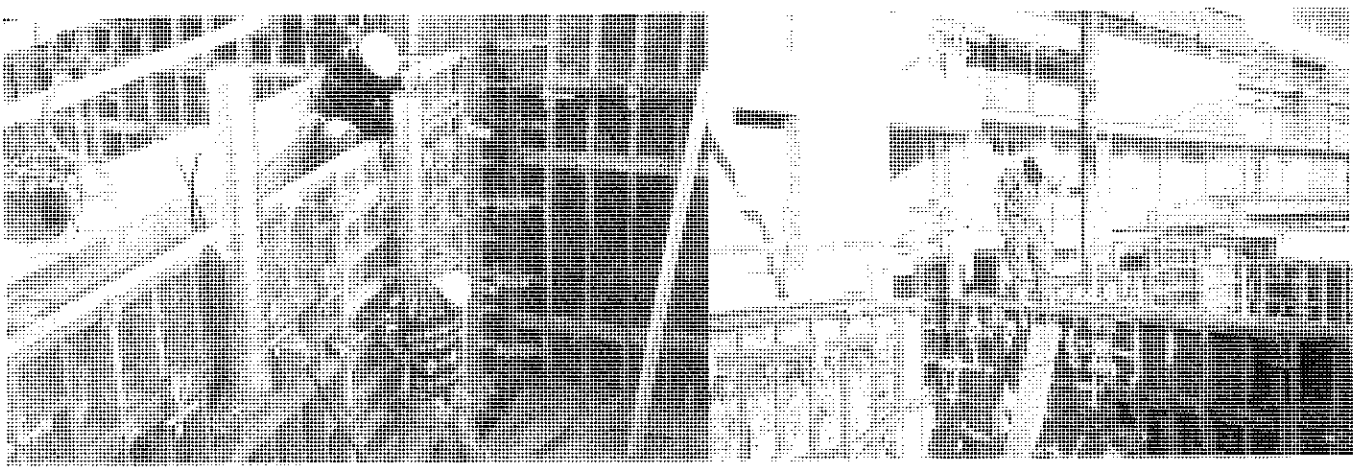


Foto 5. Detalle del montaje de los tubos y fase inicial del hormigonado.

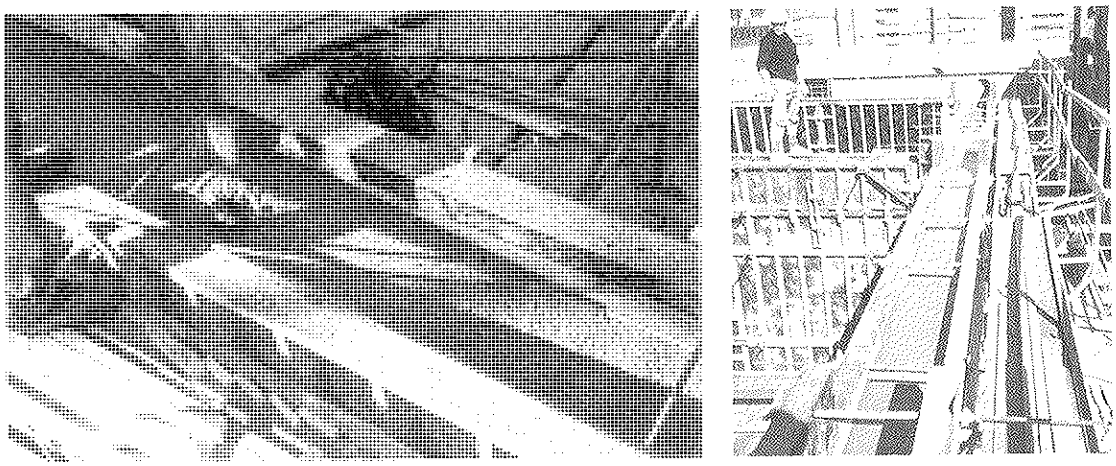


Foto 6. Fase final de la aplicación del HAC.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Foto 7. Vista del nuevo edificio del Ayuntamiento de Mollet del Vallès prácticamente concluido, donde se observa el muro de la cuarta planta realizado con HAC.

Las conclusiones fueron evidentes. Se consiguió ejecutar todo el hormigonado con tan solo 6 horas (30% del tiempo inicialmente previsto con hormigón convencional), con todo lo que esto implica tanto desde el punto de vista de la capacidad productiva y del coste económico global (tiempo de alquiler de bombas, horas de los operarios, consumo energético de los vibradores, etc.) como de las condiciones de trabajo (reducida contaminación acústica, tanto por nivel como por tiempo, menos riesgos para los operarios, menor interrupción de la actividad ciudadana habitual, etc) y como de la calidad de la estructura (la evolución de resistencias fue muy superior a la demandada, permitiendo un postensado con éxito, y con unos acabados satisfactorios).

Un nuevo reto superado.

## 2. PUENTE DEL BARRIO DE LAS FUENTES ZARAGOZA

A finales del verano de 2001, se ejecutó en España la primera estructura diseñada y construida en su totalidad con hormigón autocompactable. Fue el Puente del Barrio de las Fuentes, del tercer cinturón de Zaragoza (ronda Hispanidad UTE), construido por FCC-ACS, conjuntamente con HORMIFASA-HORMICEMEX (empresa proveedora del hormigón preparado) y BETTOR MBT (empresa proveedora de los aditivos para hormigón).

### 2.1. La obra

La obra consistía en el hormigonado de un arco atirantado, una estructura mixta hormigón-acero de sección trapezoidal, cuyo interior debía ser rellenado con 270 $m^3$ de hormigón HA-50.

Debido a la dificultad prevista para el perfecto relleno de la estructura así como de su refuerzo interior, que hubieran implicado un vibrado muy dificultoso si se hubiese empleado hormigón convencional, las empresas constructoras desarrollaron todo el proyecto pensando en la aplicación de un hormigón que no requiriera vibración externa para su compactación, un hormigón autocompactable, y así asegurar un relleno efectivo de toda la estructura metálica.

Para esta aplicación, se requería un hormigón autocompactable de resistencia 50 MPa a 28 días, que sería preparado en planta (planta de Río Ara de HORMIFASA-HORMICEMEX) y debía ser transportado hasta la obra sin pérdida de consistencia alguna a pesar de las extremas condiciones de temperatura y humedad del verano zaragozano.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Foto 8. Arco atirantado del Puente del Barrio de las Fuentes.

## 2.2. El hormigón

A partir de estudios previos, considerando la demanda de resistencias y los materiales habituales de la planta, se definió la siguiente formulación para el hormigón autocompactable:

| | |
|---|---|
| CEM I-52,5R (Valenciana de Cementos) | 450 kg/m$^3$ |
| Cenizas volantes | 100 kg/m$^3$ |
| Arena rodada 0/6 | 895 kg/m$^3$ |
| Gravilla rodada 6/12 | 881 kg/m$^3$ |
| Glenium 52 | 2.3% spc |
| R A/C | 0.36 |

Las pruebas previas fueron un éxito. Empleando los materiales habituales de la planta, se consiguió un hormigón autocompactable de elevada fluidez altamente cohesivo, que mantenía sus propiedades autocompactantes durante todo el tiempo de tranporte y tiempo para su aplicación, sin la necesidad de readitivar en obra.

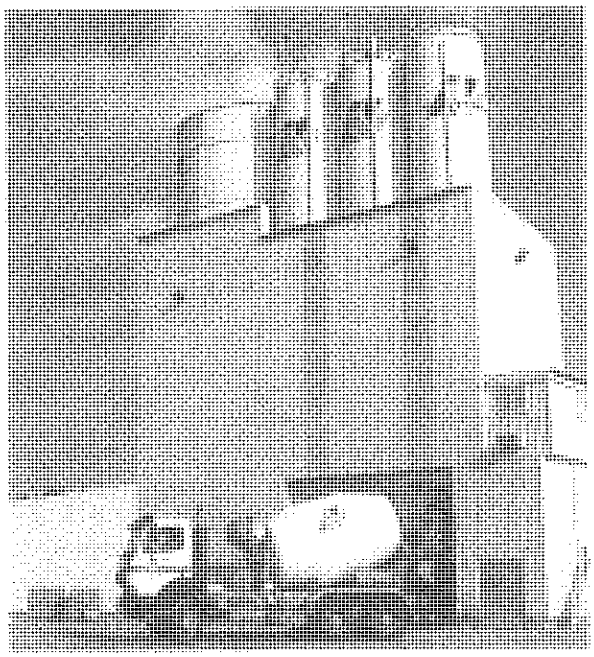


Foto 9. Planta de hormigón que suministró hormigón a la obra.

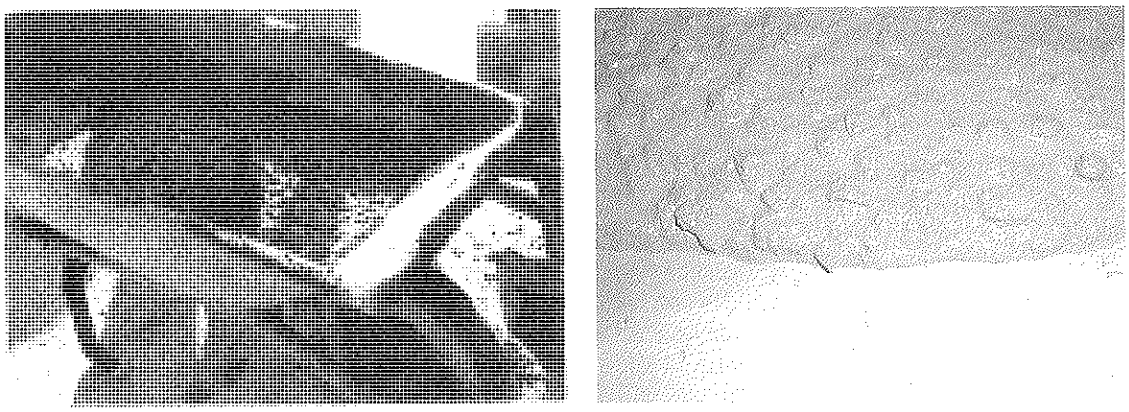


Foto 10. Aspecto del HAC preparado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

### 2.3. El proceso de hormigonado

El hormigón se aplicó bombeado por las aperturas del arco, dejándose fluir libremente a través de toda la estructura. La aplicación se realizó sin problemas, alcanzando resistencias medias de 63.5 MPa a 28 días. Se comprobó a posteriori el relleno de la estructura mediante pruebas indirectas que confirmaron el éxito de la aplicación.



Foto 11. Detalle de la sección del arco a hormigonar.

### 3.1. Rehabilitación de viviendas - Madrid

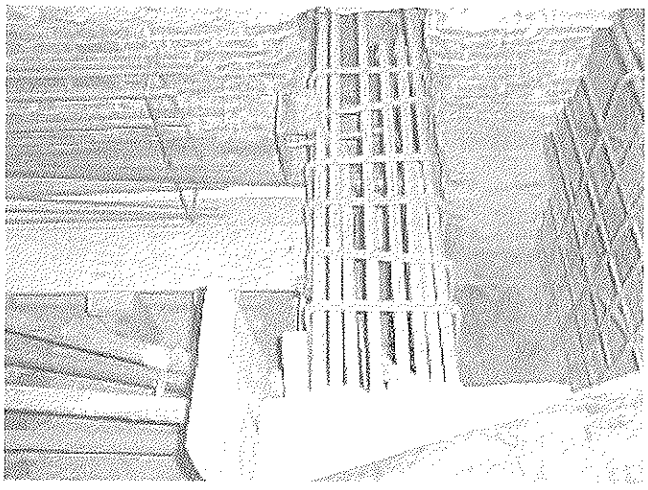


Foto 12. Estructuras a hormigonar.

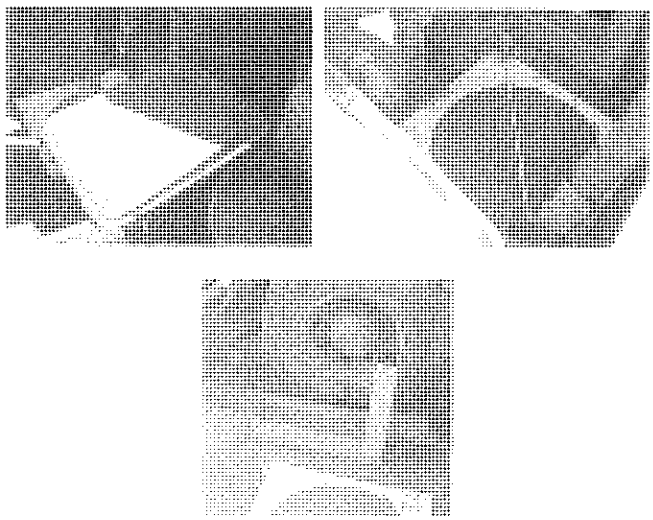


Foto 13. HAC para la aplicación descrita.

## 3. OTRAS APLICACIONES EN ESPAÑA

Diferentes estructuras han sido ya ejecutadas en su totalidad o parcialmente con HAC en España en diferentes comunidades autónomas, con resultados muy satisfactorios en todos los casos y siempre empleando los materiales habituales de las plantas de hormigón encargadas de su producción.

Aplicaciones en pavimentos, con elevados rendimientos de producción y sin retrasos de las operaciones de acabado a pesar de la muy elevada consistencia del hormigón autocompactable (PROMSA – El Vendrell), recrecidos y saneamientos de zapatas y pilares para la rehabilitación de viviendas antiguas, para eliminar los posibles problemas causados por el efecto del vibrado en estructuras antiguas (HOLCIM – Madrid), hormigonado de losas armadas (UTE Estación Delicias (FCC-HORMITAVER) – Zaragoza), hormigonados en túneles (AVE Montblanc UTE (FCC) – Montblanc) para incrementar los rendimientos de avance y obtener acabados de elevada calidad, etc.

### 3.2. Aplicaciones para pavimentos

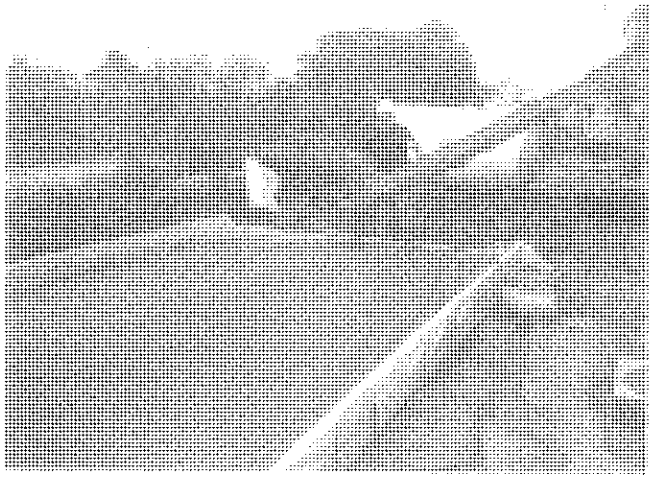


Foto 14. Fase de pruebas para una futura aplicación en un pavimento.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

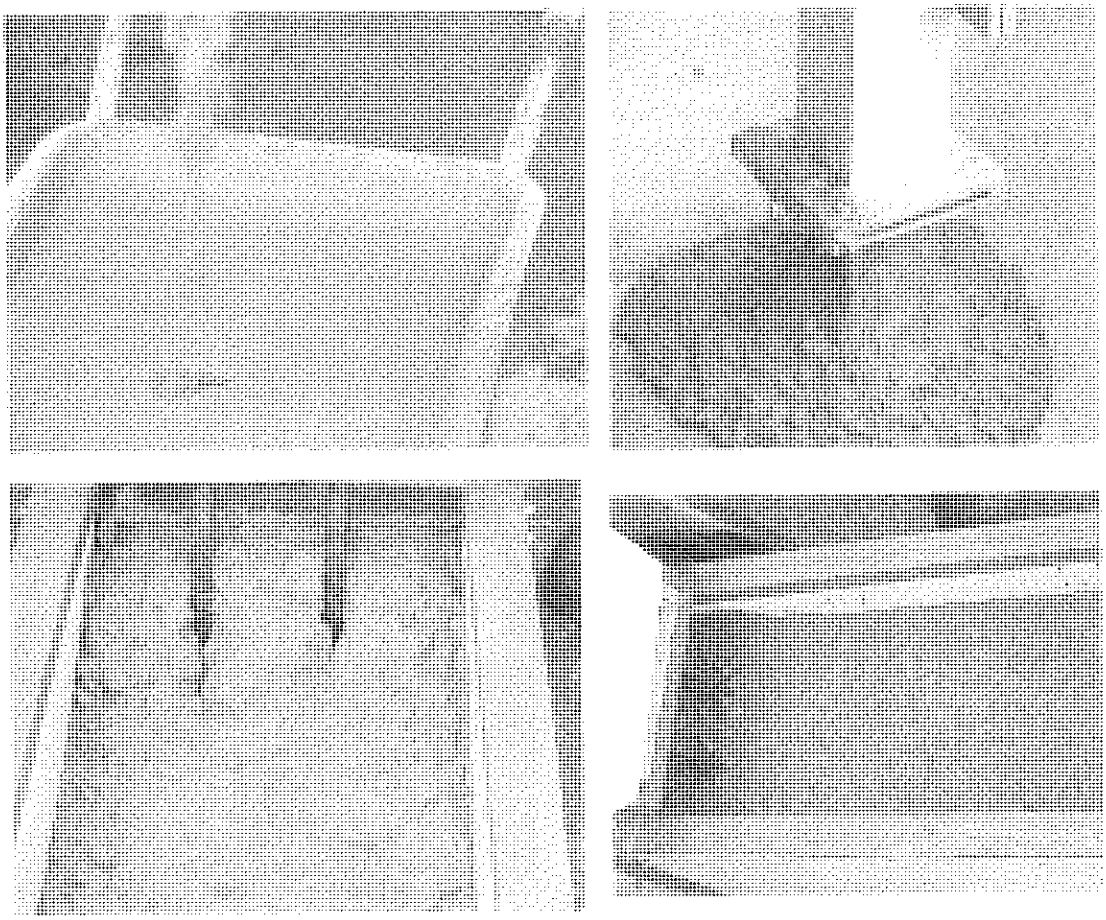


Foto 15. Ensayos para el diseño de un HAC posteriormente aplicado en un pavimento.

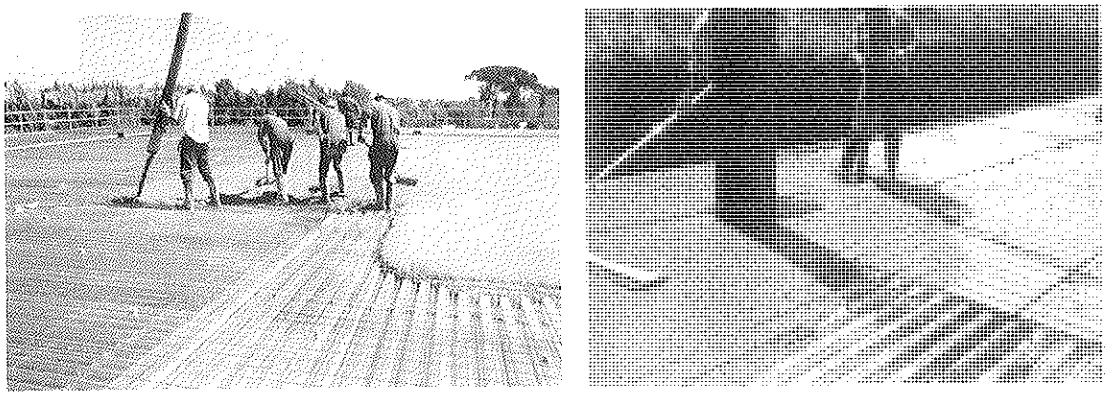


Foto 16. Contraste entre la aplicación del HAC en una obra de edificación en Madrid (Parque empresarial La Finca), donde sólo dos operarios son requeridos para aplicar el hormigón (derecha) y la aplicación con hormigón convencional, donde 5 operarios son requeridos para el mismo fin (izquierda).

## 4. ALGUNAS APLICACIONES EN OTROS PAISES

### 4.1. Puente Akashi Kaikyo - Japón

Una de las aplicaciones más famosas de HAC es el puente Akashi Kaikyo, en Japón, iniciado en Noviembre de 1992 y terminado 17 meses después, en Marzo de 1994. En esta obra se hormigonaron dos de las cuatro gigantescas zapatas del puente con HAC (las dos restantes se realizaron previamente con hormigón convencional), empleando para ello cementos de bajo calor de hidratación (cementos de escorias), agentes inclusores de aire y árido de tamaño máximo 40 mm.

La utilización de HAC redujo el tiempo de aplicación de 30 a 24 meses (20% menos), con unos resultados espectaculares considerando todos los factores (calidad del hormigón, económicos, etc).



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

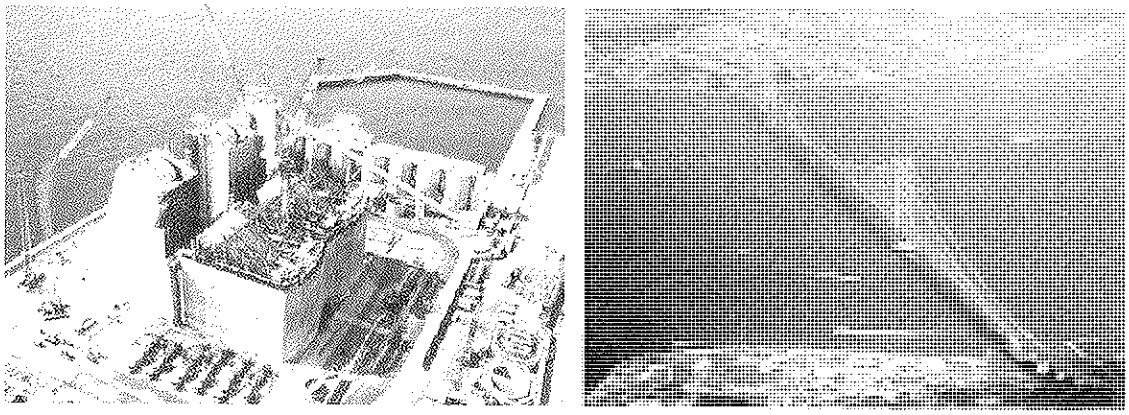


Foto 17. Puente Akashi Kaikyo durante su fase de construcción y una vez concluido.

### 4.2. Tanque de gas de LNG - Japón

Otro ejemplo desde Japón fue la construcción de un tanque de gas natural criogénico para la compañía LNG, el cual estaba destinado a contener 140.000.000 litros de gas licuado a –162 ºC.

La construcción de esta estructura se inició en Agosto de 1997 y terminó en Junio de 1998 (11 meses), donde se aplicaron 12.000 $m^3$ de HAC pretensado de 60 MPa de resistencia a compresión. De los 15 meses estimados para la construcción del tanque, sólo se requirieron 11 meses, con el ahorro que esto significó (de las 1.5 horas por metro cúbico colocado estimadas para la aplicación con hormigón convencional se pasó a un ritmo de 0.35 horas por metro cúbico colocado empleando HAC y con una reducción del 70% de las actividades y operaciones para el hormigonado).

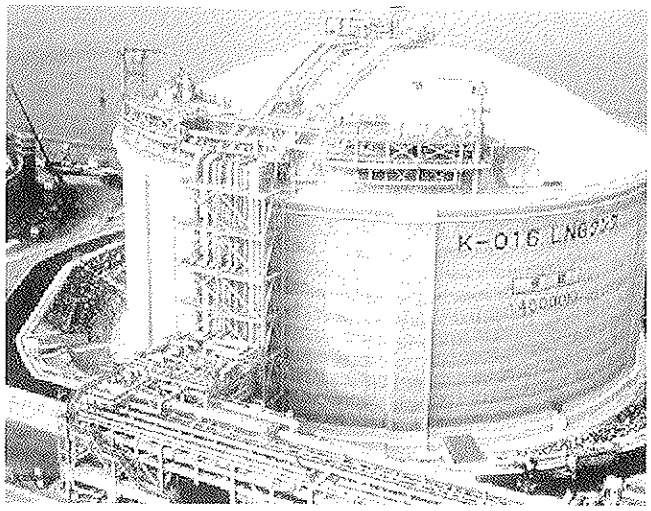



Foto 18. Tanque de gas criogénico de LNG ya operativo.

### 4.3. Centro de arte de Meudon - Francia

Una aplicación más reciente fue el centro de arte de Meudon, donde se construyeron muros verticales cara vista, zapatas y pavimentos empleando para ello HAC.

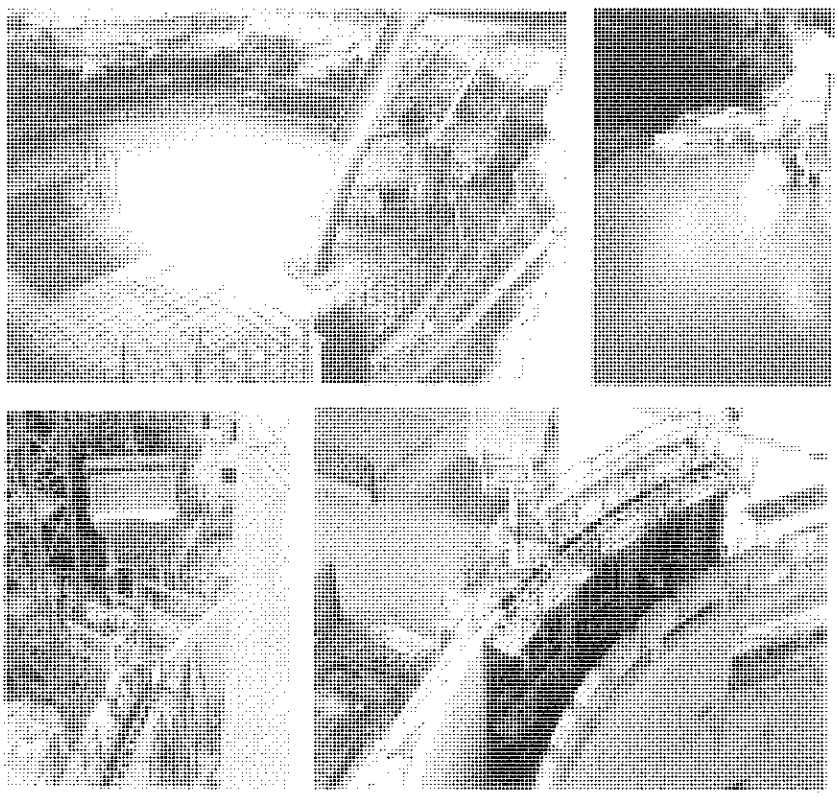


Foto 19. Diferentes fases del hormigonado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

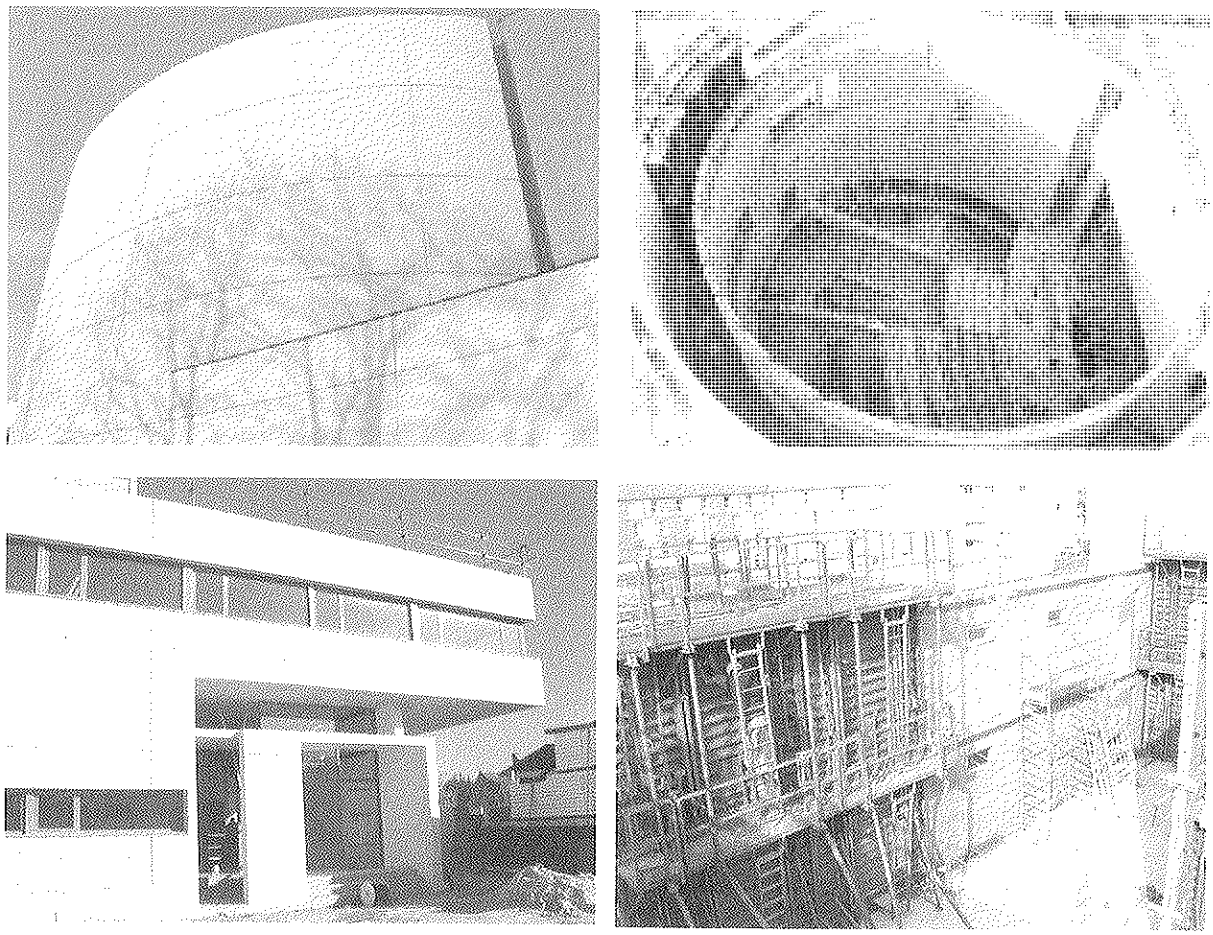


Foto 20. Estructuras cara vista terminadas.

## 5. APLICACIONES EN ESPAÑA EN EL SECTOR DEL HORMIGÓN PREFABRICADO

En España ya hay algunas empresas de hormigón prefabricado que están produciendo sus estructuras con HAC. Algunas de ellas sólo en algunas líneas de piezas, mientras que otras en su totalidad.

El HAC está siendo empleado actualmente en el sector del prefabricado tanto para la producción de paneles como de piezas estructurales, armadas y pretensadas (jácenas, pilares, viga doble T, etc.), con sorprendentes resultados tanto a nivel de resistencias iniciales y acabados como a nivel de aspectos de producción y economía (reducido tiempo de aplicación, mayor capacidad productiva de la fábrica, menor mantenimiento de los moldes, menor consumo energético, etc.) y de seguridad y ambiente de trabajo (eliminación de casi el 90% del ruido emitido).

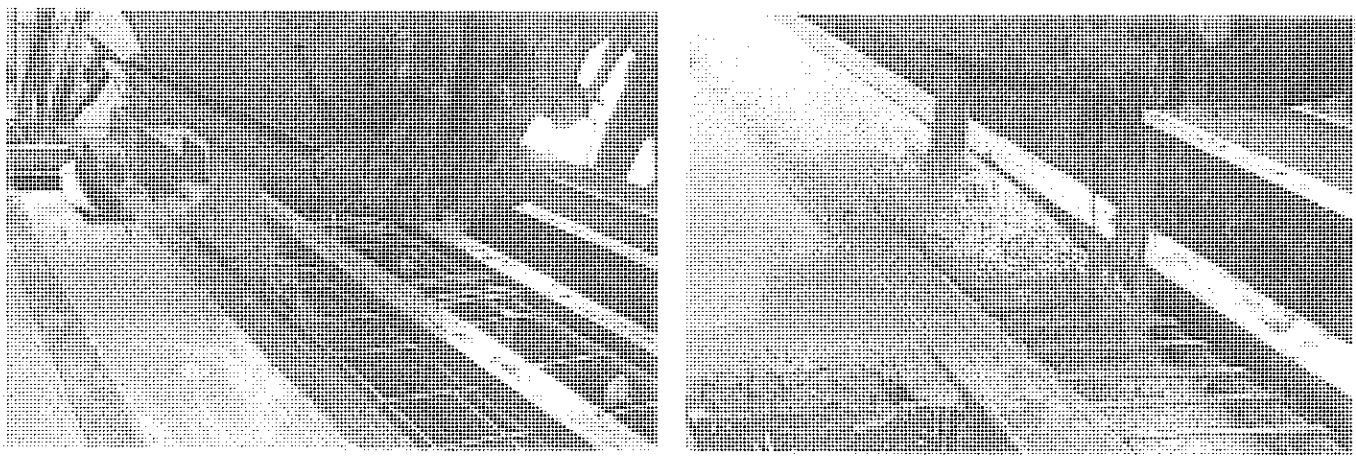


Foto 21. HAC en el sector del hormigón prefabricado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

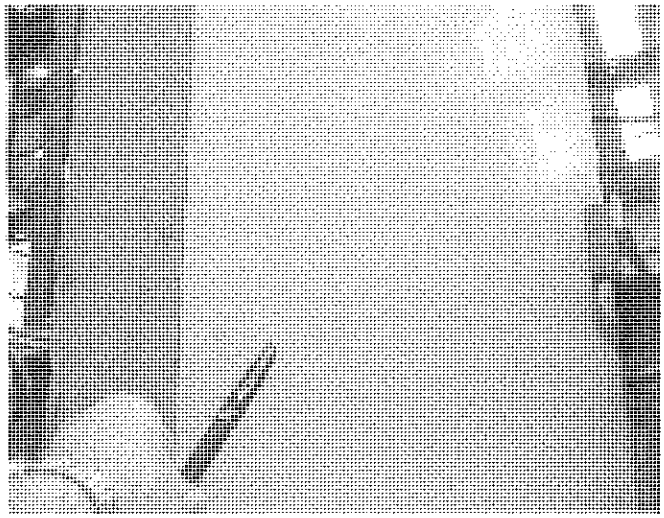


Foto 22. Acabados en la prefabricación de paneles con HAC.



Foto 23. Nuevas posibilidades para el diseño y producción de estructuras prefabricadas debido a las propiedades del HAC.

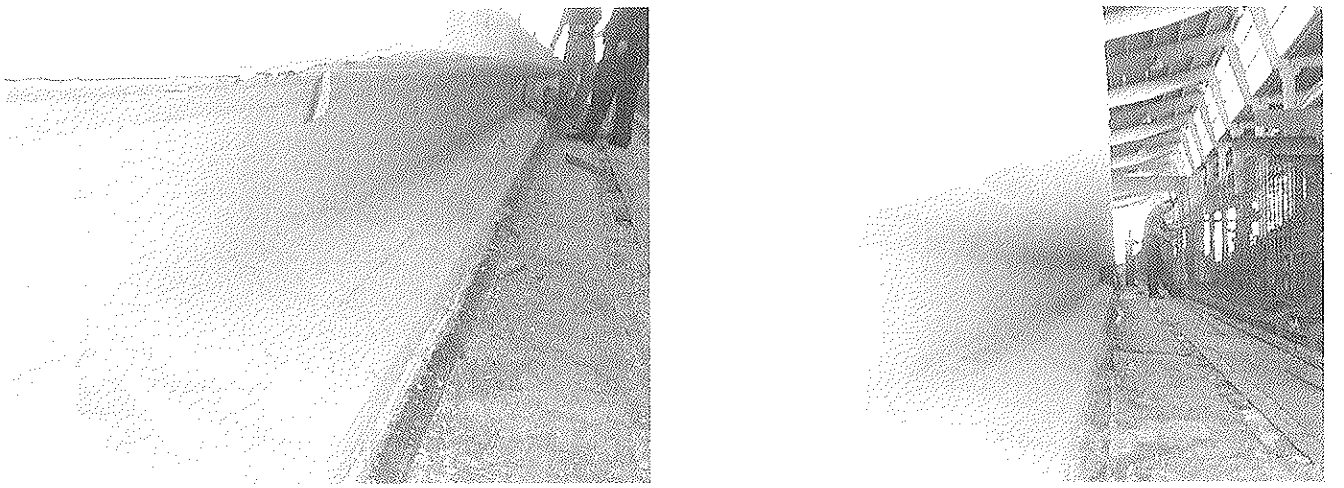


Foto 24. Acabados en vigas doble T prefabricadas. Izquierda con hormigón fluido convencional, derecha con HAC.

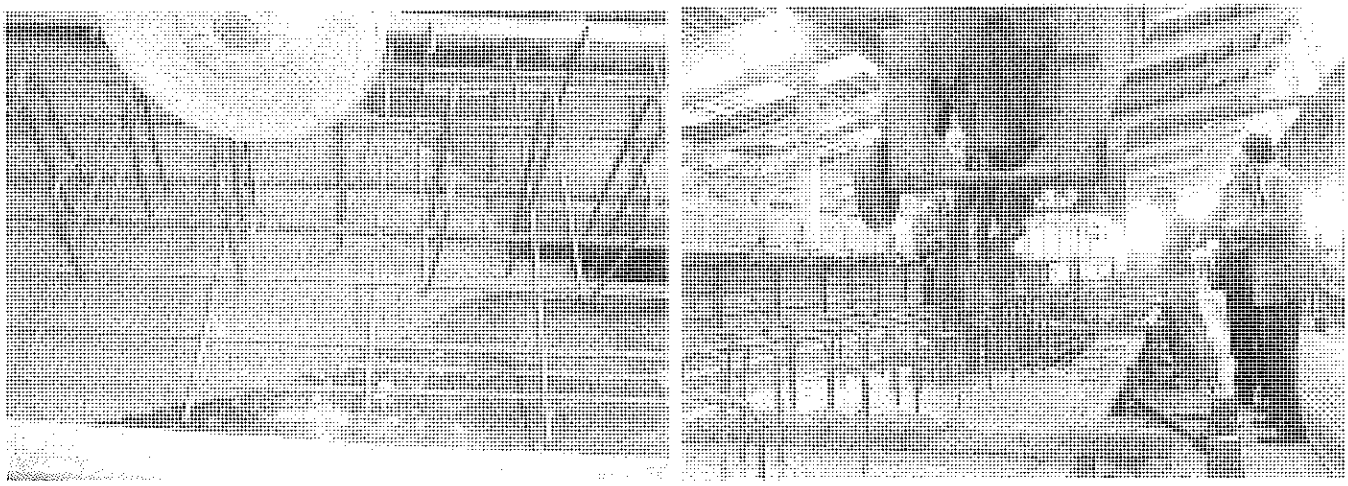


Foto 25. Más aplicaciones del HAC en la prefabricación.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Empleo del hormigón autocompactable en la prefabricación

## *Self Compacting Concrete in the precast concrete industry*

**Ferrán Navarro Ferrer**
Ingeniero Industrial

♦

**Manuel Esteban García**
I.T.O.P

Grupo PACADAR

**RESUMEN**

En este artículo se presenta la experiencia y resultados obtenidos en PACADAR en el desarrollo de hormigones autocompactables, incluyendo la metodología experimental utilizada en el diseño de las mezclas, así como la disponibilidad y selección de los componentes de las mismas. El método de diseño se basa en una optimización por separado de la pasta y del esqueleto granular del árido. La pasta está constituida por cemento, "filler" calizo, agua y superplastificante sin aditivo modulador de viscosidad. Se parte de una cantidad prefijada de cemento y se adiciona "filler" hasta obtener una cantidad mínima de finos. A continuación se determina la dosificación de superplastificante. La composición del esqueleto granular se determina según el criterio de máxima compacidad en seco de la relación arena/grava. Posteriormente se procede a fabricar el hormigón a escala industrial cuantificando las propiedades del mismo mediante ensayos representativos y tomando resistencias tanto a edades iniciales como a 28 días.

***SUMMARY***

*In this paper is showed the experience and results obtained in PACADAR in the Self Compacting Concrete development, including the experimental methodology used in the design of the mixtures, as well as the availability and selection of the components. The method of design is based on a separately optimization of the paste and the granular skeleton of the aggregate. The paste is constituted by cement, "filler" limestone, water and superplasticizer without additive modulator of viscosity. The process starts with a prefixed amount of cement and "filler" is added until obtaining a minimum amount of fine aggregates. Subsequently the superplasticizer metering is determined. The composition of the granular skeleton is determined according to the maximum compactness criterion in dry of the relation sand/gravel. Later concrete is made to industrial level quantifying its properties by means of representative tests and taking resistances both to initial ages and to 28 days.*

## 1. INTRODUCCIÓN

El hormigón autocompactable o autocompacto (HAC) representa un avance tecnológico importante en el campo del hormigón. Los primeros desarrollos se realizaron por Okamura en Japón a finales de los años 80 y su utilización se ha ido generalizando en los países más avanzados durante los últimos años.

El HAC se puede definir como aquel hormigón que es capaz de fluir en el interior del encofrado, rellenando de forma natural el volumen del mismo pasando entre las barras de armadura y consolidándose únicamente bajo la acción de su propio peso sin compactación interna ni externa (Okamura, 1997), todo esto sin segregación o indicios de bloqueo.

Según la anterior definición las características fundamentales que debe presentar un hormigón autocompactable son:



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

- Elevada fluidez.
- Elevada cohesión. La elevada fluidez no debe implicar nunca segregación o exudación.
- Adecuada viscosidad plástica.
- Deformabilidad en estado fresco.

En definitiva, el HAC es un hormigón que en su estado fresco posee un bajo grado de fricción entre sus partículas que le confiere una fluidez adecuada y que simultáneamente está dotado de la viscosidad necesaria para asegurar la cohesión y evitar la segregación.

Según diversas fuentes, en Holanda e Inglaterra, el 70 y 40% respectivamente de las empresas del sector de prefabricados de hormigón están utilizando actualmente el HAC. Las primeras pruebas realizadas en el Grupo PACADAR con HAC datan de junio de 2001, utilizándose de manera continua en la división de edificación desde finales de 2002.

En este trabajo se va a presentar parte de la experiencia y resultados obtenidos en PACADAR, así como la metodología experimental utilizada en el diseño de alguna mezcla.

## 2. DISPONIBILIDAD Y SELECCIÓN DE COMPONENTES DEL HAC

Una producción con éxito de HAC depende de una buena selección y disponibilidad de sus componentes.

Los componentes principales que constituyen un HAC son:

### Cemento

No existen requerimientos especiales en cuanto al tipo de cemento (son utilizables tanto el tipo I como el II). En algunas publicaciones se recomienda limitar el contenido de AC3 del cemento, o emplear cemento de bajo calor de hidratación, para minimizar los problemas de retracción que una masa con tanta cantidad de finos puede generar.

Nosotros utilizamos un cemento CEM I-52,5R ya que necesitamos elevadas resistencias iniciales. La cantidad mínima de cemento recomendable son 350 kg/m$^3$ para satisfacer la demanda de finos.

### Grava

En la grava están las mayores exigencias para la obtención de un HAC en cuanto a su forma y a su tamaño máximo. Aunque la bibliografía admite grava de hasta 20 mm, los mejores resultados los hemos conseguido con áridos de tamaño máximo 12 mm.

El coeficiente de forma debe de ser lo más bajo posible ya que los mejores resultados en cuanto a elevada fluencia y propiedades autocompactables se consiguen con gravillas de canto rodado.

### Arena

No hay limitación en la naturaleza de las arenas a utilizar en el HAC aunque es preferible no utilizar arenas silíceas machacadas por su forma de laja. Sobre la distribución de tamaños es necesario el empleo de arenas sin cortes en su granulometría.

La cantidad de arena debe de estar en consonancia con la cantidad de grava, siendo entre un 60-50% del total de áridos.

Es preferible un cierto aporte de finos (pase por el tamiz 0.08 ó 0.063) por parte de las arenas para conseguir 500 o 550 kg/m$^3$ de finos inferiores a 0.1mm.

Nosotros utilizamos dos tipos de arenas calizas:

- Arena triturada 0/4 con el 11.76% de pase por el tamiz 0.08mm.
- Arena lavada 0/5 con el 3.61% de pase por el tamiz 0.08mm.

### Agua

La cantidad total de agua empleada debe de cumplir la relación con el volumen de finos (A/F) de 0.9 a 1.05. Relaciones volumétricas A/F<0.9 generan hormigones demasiado cohesivos y si A/F>1.05 implica elevado riesgo de exudación. Empleando aditivo modulador de viscosidad, y debido a su efecto cohesionante, es posible incrementar la relación A/F a valores superiores a 1.05.

La dosificación de agua y el cálculo de la relación agua-cemento (A/C) debe considerar la cantidad y el tipo de adición. Esto implica considerar no sólo la relación A/C sino también la relación agua/ligante (A/L).

### Adiciones

El uso de adiciones resulta imprescindible para satisfacer la demanda de finos requerida por el HAC. Existen diferentes tipos de adiciones susceptibles de utilización: cenizas volantes, "filler" y microsílice.

Nosotros utilizamos "filler" calizo 0/1 con el 35.20% de pase por el tamiz 0.08mm, por diversas razones entre las que destacan la necesidad de resistencia inicial elevada, el tono de gris del hormigón arquitectónico y la utilización del mismo "filler" calizo en la dosificación de hormigón arquitectónico blanco.

### Aditivo superplastificante-reductor de agua de alta velocidad

El aditivo superplastificante es imprescindible para la confección de HAC. Los únicos utilizables son los basados en éter policarboxílico modificado, capaces de reducir agua en cantidades superiores al 35% como son el ViscoCrete de Sika y el Glenium de Bettor MBT.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Independientemente del poder reductor de agua de cada aditivo, son importante las características del mismo en cuanto a otras demandas de la aplicación como puede ser un mantenimiento prolongado de la consistencia o una elevada resistencia inicial como es el caso.

### Aditivo modulador de viscosidad

El empleo de este aditivo es aconsejable en el caso de insuficiencia de finos ya que presenta una gran ayuda para mantener hormigones en perfecto estado de cohesión interna, manteniendo la fluidez de la masa. En nuestro caso no ha sido necesario su empleo.

## 3. ENSAYOS DEL HORMIGÓN FRESCO

Las propiedades básicas del HAC (fluidez, resistencia a la segregación, deformabilidad en estado fresco y viscosidad) deben de ser determinadas y cuantificadas por ensayos representativos. La medida directa de los parámetros reológicos es complicada y costosa y los métodos tradicionales para caracterización de hormigones en estado fresco son obsoletos. Así pues, y con el objeto de solucionar el anterior problema, han surgido nuevos procedimientos de ensayo para tratar de caracterizar las propiedades del hormigón en estado fresco. Actualmente la mayoría de estos ensayos están en proceso de normalización y a continuación citamos algunos de ellos:

### Ensayo de extensión de flujo (Slump-Flow)

Es un cuantificador de la fluidez de la masa y consiste en verter el hormigón en el cono de Abrams (Fig. 1) sin compactar, y levantar el cono sobre una placa no absorbente y húmeda de modo que el hormigón se extienda sin indicios de exudación formando casi un círculo. Los requisitos son un diámetro final de la masa descargada entre 60 y 75 cm y un tiempo (T50) de 5±2 seg. para que la masa alcance un diámetro de 50 cm.

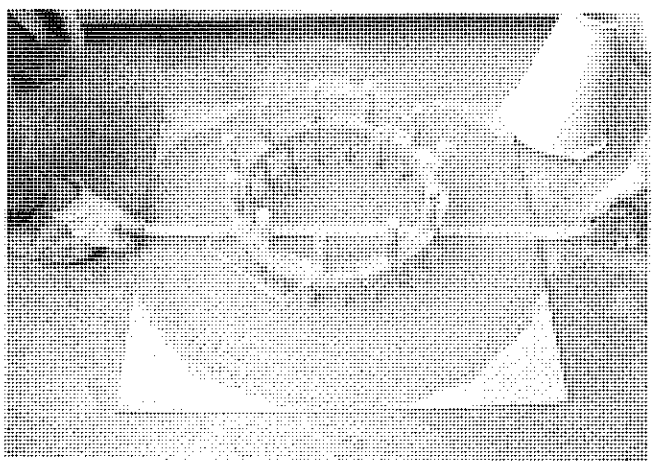


Fig. 1. Ensayo de extensión de flujo.

### Embudo-V (V-Funnel)

Cuantifica la deformabilidad del hormigón en estado fresco, cuestión relacionada con su capacidad para acomodarse a la geometría del encofrado. Consiste en medir el tiempo de descarga del hormigón (aproximadamente 10 litros) colocado sin compactar en el embudo de la Fig. 2. El tiempo de flujo o descarga para un HAC es de 7 a13 seg.



Fig. 2. Ensayo de embudo V-Funnel.

### Caja en L ( L-Box)

Cuantifica la facilidad de pasar entre las armaduras del hormigón. El ensayo consiste en rellenar con hormigón sin compactar el depósito vertical de la caja en forma de L (Fig. 3). Posteriormente se abre la compuerta de forma que el hormigón descargue libremente. Se controla la capacidad autonivelante del hormigón en presencia de obstáculos, el bloqueo de las barras y el tiempo de fluencia. Se miden los tiempos en los que el hormigón llega a una distancia de 20 cm (T20) y de 40 cm (T40), y las alturas h1y h2 con la mezcla en reposo (siendo h1 la altura del hormigón en la parte alta de la L y h2 la altura del hormigón en la parte final). La razón h2/h1 define el denominado factor de bloqueo (designado por FB). Para un HAC los requisitos recomendados son:

T20 de 1±0.5seg <1.5seg

T40 de 2±0.5seg <3.5seg

FB=0.8

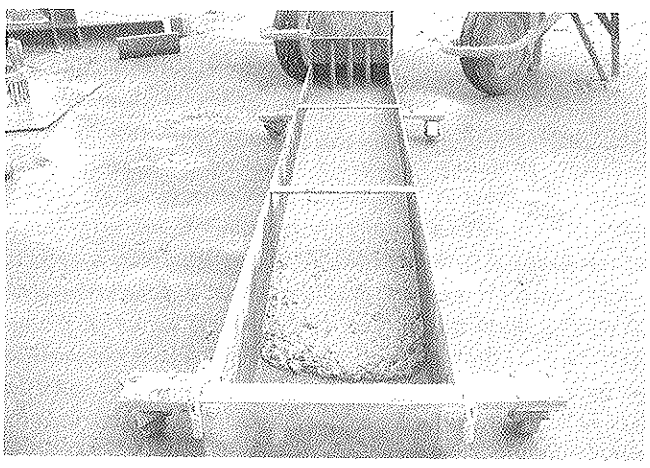


Fig. 3. Ensayo de Caja L-Box



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

**Tubo en forma de U**

La estabilidad del hormigón fresco o resistencia a la segregación se evalúa mediante el ensayo de flujo en un tubo en forma de U de 16cm de diámetro por el cual el hormigón fluye hasta el enrase sin compactación. Se cortan cuatro discos de 10cm de diferentes secciones del tubo y se determinan el contenido de árido grueso presente en cada sección por lavado y tamizado del mortero (hasta las fracciones de 5mm). La relación de segregación (RS) definida por el cociente entre el mayor y el menor contenido de áridos gruesos obtenido en los diferentes discos, debe ser igual o superior a 0.90.

## 4. DISEÑO DE LA MEZCLA. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

Ya hemos visto que los HAC se caracterizan por su elevada fluidez, adecuada viscosidad plástica, falta de segregación y buena deformabilidad en estado fresco. Las anteriores propiedades se consiguen con el uso de aditivos superfluidificantes de última generación capaces de dotar de fluidez necesaria al hormigón sin pérdida de cohesión (en algunos casos es necesaria, además, la utilización de aditivos viscosantes o espesantes) y una estructura granular óptima con una cantidad de finos suficiente que aporte la viscosidad necesaria y un tamaño máximo de los áridos empleados para evitar riesgo de bloqueo.

Existen diversos modelos de diseño de mezclas para HAC entre los que destacan los propuestos por Okamura y el CBI sueco.

El procedimiento utilizado por nosotros para el diseño de la mezcla se basa en una optimización por separado de la pasta y del esqueleto granular del árido. La pasta está constituida por cemento, "filler" calizo (hasta 0.08mm), agua y superplastificante. Fijamos una cantidad de cemento de 350 kg/m$^3$ para conseguir un hormigón dentro de unos márgenes razonables de economía y simultáneamente satisfacer la demanda de finos. Como necesitamos una cantidad de finos <0.1mm de 500 o 550 kg/m$^3$, necesitamos 300 kg/m$^3$ de "filler" calizo 0/1 con un aporte de finos <0.1mm de 121 kg/m$^3$ más el aporte correspondiente a las arenas que debería estar entre 29 y 79 kg/m$^3$.

La dosificación de superplastificante o el valor sp/c (superplastificante/cemento) se determina mediante el ensayo del cono de Marsh con apertura de salida 8mm. El procedimiento consiste en introducir 1litro de pasta en el cono y medir el tiempo t que tarda en fluir por la apertura inferior una cantidad de 500ml. Tomando como variable la relación sp/c (%) se obtiene la curva tiempo de flujo-sp/c(%). El punto de saturación se entiende como la dosificación de superplastificante por encima de la cual la fluidez deja de aumentar de forma significativa. Algunos autores definen el punto de saturación por la dosificación correspondiente a un ángulo interno áij=140º±10º en la curva log(t)-sp/c(%). Nosotros obtenemos como punto de saturación para el Aditivo 1 el valor sp/c=2.75% y para el Aditivo 2 el valor sp/c=1.52%.

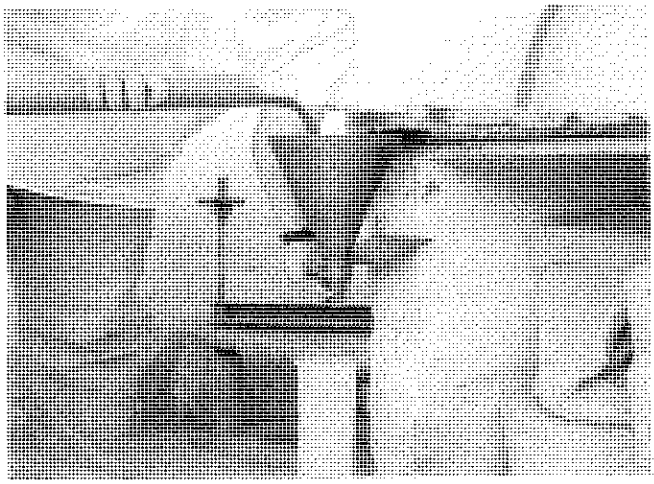


Fig. 4. Ensayo de Cono de Marsh

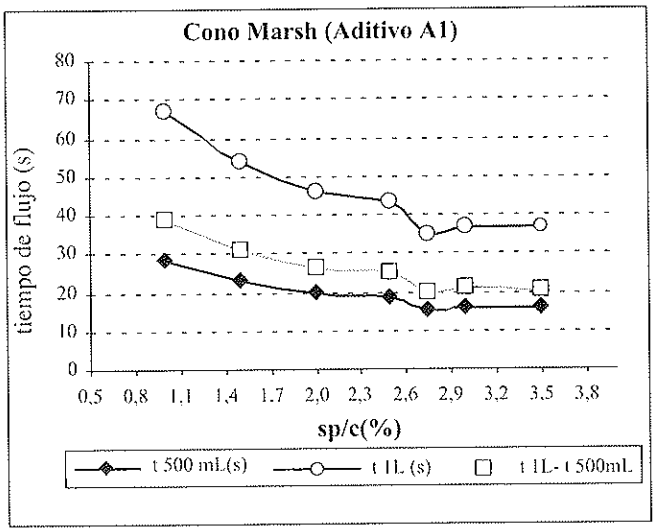



Fig. 5. Ensayo cono Marsh con Aditivo 1.

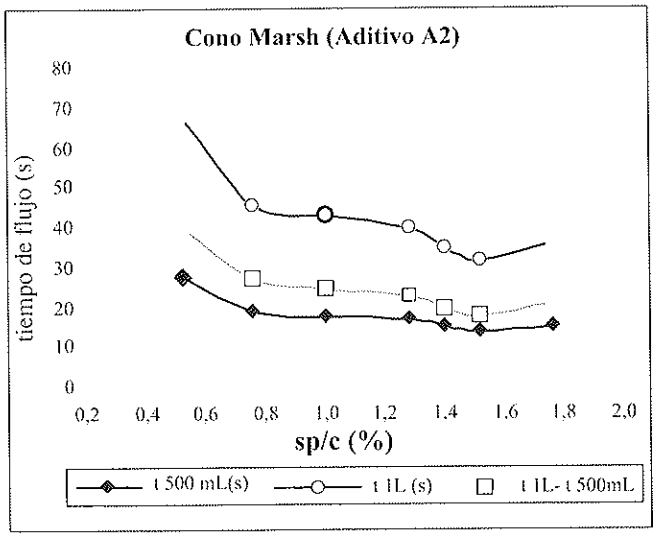



Fig. 6. Ensayo cono Marsh con Aditivo 2.

Para el esqueleto granular se busca la relación arena lavada/arena triturada (AL/AT) que propicie la máxima compacidad en seco o lo que es lo mismo el mínimo contenido en huecos, siendo ésta 60/40. Posteriormente y manteniendo la relación de arena lavada-arena triturada (AL/AT=60/40) se busca la relación arena/gravilla (AR/GV) que posibilite la máxima compacidad, obteniendo AR/GV=60/40.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

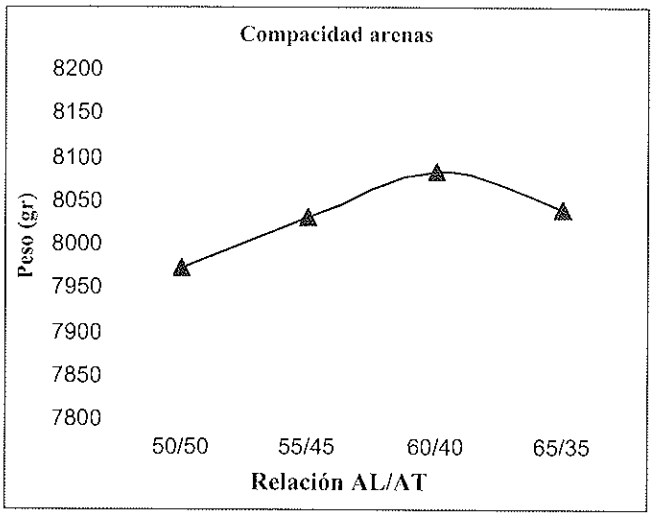



Fig. 7 .Compacidad en seco de diferentes relaciones arena lavada/arena triturada.

Con la dosificación obtenida para la mezcla resulta un aporte de finos <0.1mm de las arenas de 81 kg/m$^3$, siendo así pues la cantidad de finos<0.1mm total de 557 kg/m$^3$.

**Tabla 1. Dosificación seleccionada para la fabricación industrial**

| Dosificación (m$^3$) | |
|---|---|
| Cemento CEM I 52,5R | 350 Kg. |
| Filler 0/1 | 300 Kg. |
| Arena lavada 0/5 | 570 Kg. |
| Arena triturada 0/4 | 380 Kg. |
| Gravilla 4/12 | 700 Kg. |
| Aditivo 1 | 9.6 Kg. |
| Agua total | 150 l. |

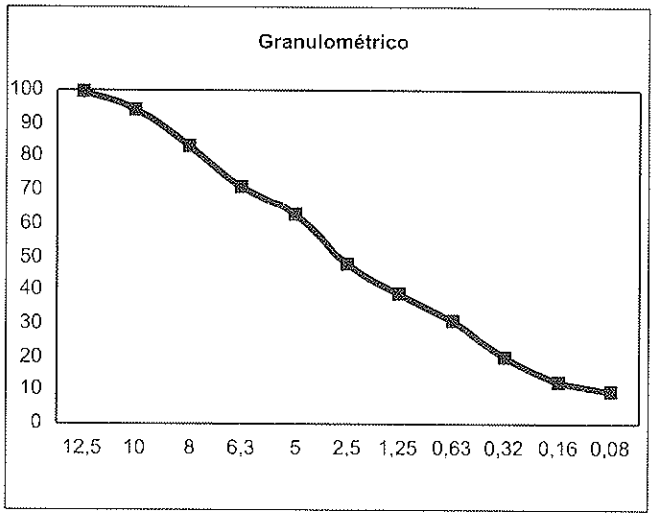



Fig. 8. Granulométrico de la dosificación.

## 5. PRODUCCIÓN INDUSTRIAL DEL HAC.

Con la dosificación obtenida (Tabla 1), cuya curva granulométrica de los áridos se adjunta ( Fig. 8), se procedió a la fabricación de manera industrial del HAC y a su utilización en diferentes elementos de construcción industrializada en una de las fábricas de PACADAR. Se hormigonaron diversas series de muros de carga para sótanos, pilares, etc. Los elementos elegidos lo fueron por la dificultad de hormigonado de algunos de ellos o por hormigonarse en moldes sin vibración externa. Los resultados de los ensayos en estado fresco, al igual que la rotura de probetas, se presenta en la Tabla 2.

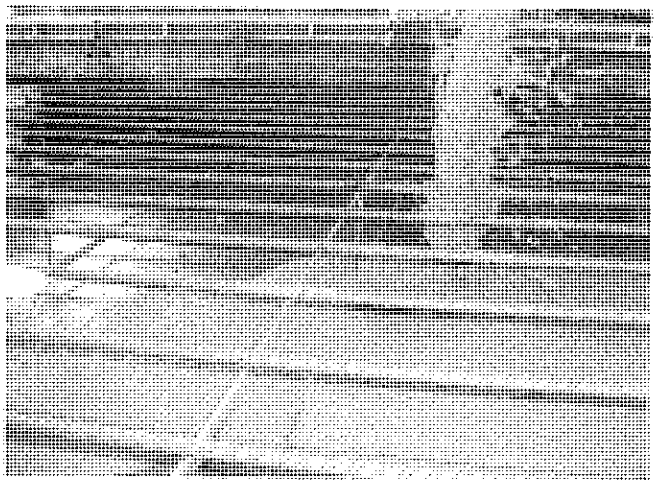


Fig. 9. Puesta en molde de HAC.

La producción con éxito de HAC requiere de algunos aspectos a tener en cuenta en la instalación y equipos de fabricación como son: silos de almacenamiento de áridos, equipos de pesaje adecuados, amasadoras covenientes y sondas de humedad en los áridos. Es importante también el procedimiento de traslado del hormigón de la amasadora a los moldes, así como el estudio y la calidad de los encofrados.

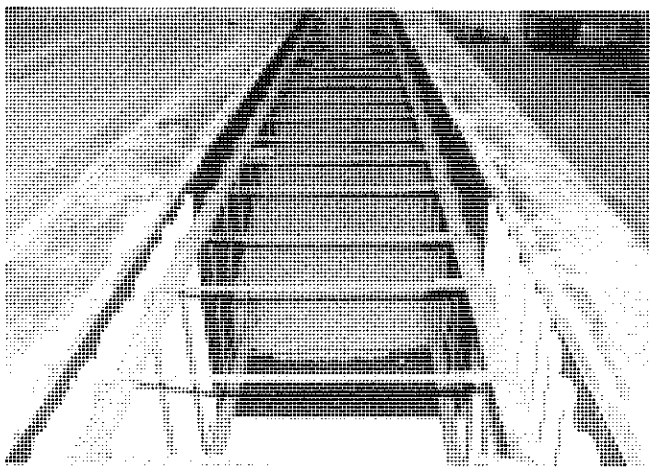


Fig. 10. Puesta en molde de pilares del HAC.

Con la utilización del HAC se consigue eliminar el vibrado del hormigón, mayores rendimientos, entornos más limpios, mejores condiciones de trabajo y reducciones importantes del nivel de ruido en la fábrica. En la mayoría de los casos se consiguen, además, mejores acabados y hormigones con mayor durabilidad debido a la reducida relación agua/cemento y a la inexistencia de la operación de vibrado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

**Tabla 2. Resultados de los ensayos realizados con el HAC de la dosificación seleccionada**

| Ensayo | | A | B | C | D |
|---|---|---|---|---|---|
| **Slump-Flow** | Extensión final (cm) | 70 | 70 | 70 | 72 |
| | Tiempo T50 (s) | 3 | 3 | 3 | 3 |
| | Tiempo total (s) | 12 | 13 | 13 | 13 |
| **Caja en L** | Extensión final (cm) | 133 | 136 | 135 | 137 |
| | Tiempo T 20 (s) | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| | Tiempo T40 (s) | 3 | 3 | 3 | 3 |
| **Embudo en V** | Tiempo (s) | 7 | 7 | 7 | 6 |
| **Resistencia a compresión** | R 20 horas MPa | 15,8 | 15,6 | 16,9 | 15,9 |
| **(probeta cilíndrica 15*30)** | R 28 días MPa | 51,7 | 51 | 50,5 | 50,9 |

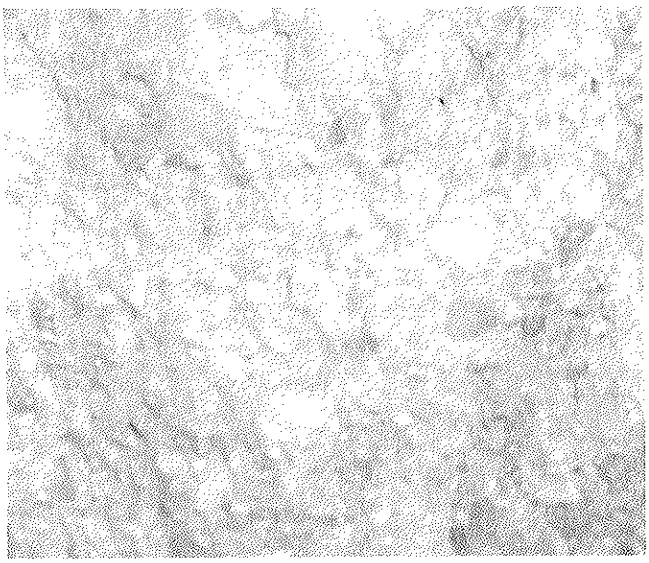


Fig. 11. Distribución del árido en la sección de una probeta.

## 6. CONCLUSIONES

El procedimiento de dosificación propuesto para el HAC ha dado un resultado eficaz y válido que satisface las prestaciones de autocompactabilidad y resistencia requeridas.

Se ha conseguido un HAC hormigón autocompactable con resistencias a 28 días importantes y con una cantidad mínima de cemento (350 kg/mΔ) para este tipo de hormigones. Además, las resistencias a edades iniciales no han dado problemas.

El HAC realizado se ha producido con los áridos disponibles en la fábrica para la restante gama de hormigones.

La puesta en molde y los resultados estéticos del hormigón producido han sido francamente buenos.

Vemos una diferencia importante de fluidificación en el caso de los dos aditivos utilizados.

## 7. BIBLIOGRAFÍA

(1) Agulló, L., Torralles-Carbonari, B., Gettu, R. y Aguado, A. (1999), "Materials and Structures", Vol.32, pp.479-485.

(2) Gettu, R., Gomes, P., Agulló, L. (2002), "Diseño de hormigones autocompactables de alta resistencia. Dosificación y Métodos de caracterización", Publicación II Congreso ACHE, Madrid 11-14 noviembre 2002, ed.: ACHE, pp.13-22, ISBN 84-89670-33-1

(3) Gomes, P.C.C., Gettu, R., Roncero J. Y Agulló, L. (2000), "Engenharia Ciencia & Tecnología", Vol.3, pp.3-15.

(4) Okamura, H. (19 97), "Concr. Intnl.", Vol.19, nº.7, pp.50-54.

(5) Pacios, A., López, V., El Jouhari, K., (2002), "Fabricación de un hormigón autocompactable siguiendo los criterios de diseño de hormigones de altas prestaciones", Publicación II Congreso ACHE, Madrid 11-14 noviembre 2002, ed.: ACHE, pp.23-31 ISBN 84-89670-33-1.

(6) Revuelta, D., (11.02.2003), "Jornada Técnica: Hormigón Autocompactable, un hormigón para el siglo XXI", pp.1-7.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Hormigones con fibras: tecnología y propiedades generales

## *Fiber concrete: technology and general properties*

**Manuel Fernández Cánovas**
Prof. E.T.S.I. Caminos, Canales Puertos.

Universidad Politécnica de Madrid

**RESUMEN**

En esta conferencia se trata del refuerzo del hormigón con fibras en general, aunque por su mayor y más importante campo de aplicación haya que referirse con más frecuencia a los hormigones reforzados con fibras metálicas y más concretamente con las de acero. Al ser la composición de estos hormigones ligeramente diferente a la de los convencionales, se indican los factores que hay que tener en cuenta a la hora de dosificarlos, en su amasado, puesta en obra y compactación. Igualmente se indican algunas de las modificaciones que se producen en las propiedades reológicas del hormigón fresco, cuales son las propiedades más relevantes del hormigón endurecido y cual es el campo de aplicación de estos hormigones, especialmente de los reforzados con fibras de acero. Por ultimo se hace un resumen de la normativa existente en España.

***SUMMARY***

*This paper deals about the reinforce of concrete with fibers in general, although for the more important applications we will talk frecuently of steel fiber reinforced concrete. The composition of these concretes is sligth different of the traditional ones, so in this paper we will indicate the mains factors to comtemplate in order to desing the mix, the modification in reology properties of the fresh concrete that the addition of fibers produce, which are the more relevant properties of the hardened concrete and which is the more important applications of these concretes, specially when they use steel fibers. Finally the paper will finish which a summary of the steel fiber concrete Spanish standards*

## 1. INTRODUCCIÓN

Durante las últimas décadas se ha producido un gran desarrollo en la industria de la construcción, desarrollo que ha alcanzado, no sólo a las técnicas de diseño y cálculo, sino también a la tecnología del hormigón y, por supuesto, al propio hormigón como material.

La aparición de los aditivos superplastificantes ha marcado un hito en estos últimos años al permitir conseguir mezclas trabajables con relaciones agua/cemento reducidas; la incorporación de adiciones como el humo de sílice ha permitido aumentar las resistencias y durabilidad del hormigón, y con el empleo de fibras se ha conseguido aumentar de una forma considerable la tenacidad y determinados comportamientos mecánicos del hormigón.

El empleo de fibras para mejorar la isotropía de un material no es algo nuevo o desconocido. Los historiadores nos hablan de que hace 4.000 años se empleaba la adición de fibras a un material con la finalidad de mejorar sus características. Los adobes de barro cocidos al sol y armados con paja ya se empleaban en Caldea. Hasta hace unos años se utilizaban los pelos de cabra o de caballo para armar el yeso. El fibrocemento no era otra cosa que una pasta de cemento a la que se le añadía del 8 al 16 por 100 de fibras de asbesto para incre-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

mentar la resistencia a flexotracción de 2 a 4 veces la de la matriz y a la vez conseguir elementos prefabricados exentos de fisuras y con buena resistencia al impacto. Al mismo hormigón armado podríamos considerarlo, en el límite, como un hormigón de fibras gruesas de acero, continuas y orientadas en determinadas direcciones.

Hace unos 120 años Chardonnet inventó la seda artificial dando lugar al inicio de la era de las fibras sintéticas. En 1935, Carothers de Du Pont Company produjo la primera fibra de nilón, lo que fue realmente un acontecimiento dado que se consideraba como "una fibra más fina que la tela de araña, más fuerte que el acero y más elegante que la seda". Desde 1935 hasta nuestros días las fibras orgánicas sintéticas han tenido un desarrollo enorme como lo demuestra la gran variedad de fibras de este tipo existentes actualmente con prestaciones y funcionalidad muy altas.

Se pueden considerar tres etapas en el empleo o desarrollo de fibras sintéticas. La primera, hasta los años 1935 en que se emplean fibras naturales. La segunda comprendida entre 1935 y 1985, en la que se desarrollan las fibras sintéticas que sustituirán a las fibras naturales a las que tratan de copiar, aplicándose fundamentalmente en la fabricación de tejidos, como ocurre con el nilón, poliester, poliacrilonitrilo, etc. En la tercera etapa aparecen fibras de elevadas prestaciones desde el punto de vista tecnológico, caracterizadas por su elevado modulo de elasticidad, alta resistencia a tracción, poco peso, etc, y que son derivadas de polímeros sintéticos ligeros, entre ellas cabe destacar los polietilenos de alta tenacidad, aramidas, poliariatos, etc, que tanta aplicación encuentran en tecnología espacial. La fibra de carbono aunque es inorgánica se puede considerar, en cierto modo, como fibra sintética dado que se deriva del poliacrilonitrilo.

Las fibras sintéticas están teniendo aplicación fundamentalmente para el control de la fisuración en hormigones y morteros, si bien en algunos casos se han realizado aplicaciones buscando reforzar a hormigones frente a la acción de impactos.

Las fibras metálicas fundamentalmente son de acero en sus variantes de bajo y medio contenido en carbono, de acero inoxidable y de acero galvanizado.

La primera patente de hormigón reforzado con elementos metálicos se llevó a cabo en California (USA) por A. Berard en 1874. Se trataba de una piedra artificial que empleaba acero granular procedente de desechos para el refuerzo del hormigón. Desde entonces se han ido sucediendo patentes a nivel mundial, y en 1927 aparece una patente debida a G. Martín, también en California, como la anterior, que describe el empleo de alambres rizados de acero que mezclados al hormigón sirven para su refuerzo en tuberías. El perfeccionamiento en la forma de las fibras se ve en las sucesivas patentes que van apareciendo y entre las que destaca la de G. Constantinesco en 1943 (Inglaterra), patentada en 1954 en U.S.A. En estas patentes los parámetros que se emplean para las fibras de acero son muy similares a los actuales. La patente de Constantinesco describía el uso de fibras helicoidales y espirales, a fin de aumentar la resistencia a fisuración y la absorción de energía en el hormigón, buscando especialmente aplicaciones para pavimentos de carros de combate, refugios frente a ataques aéreos, cimentaciones para maquinaría pesada, etc.

Desde 1950 el número de trabajos de investigación sobre hormigones reforzados con fibras de acero ha sido creciente, destacando las llevadas a cabo por Romualdi y Batson, por la Portland Cement Association, etc.

Desde el comienzo de la década de 1970 han empezado a emplearse en España los hormigones reforzados con fibras en campos muy diversos que abarcan desde la pavimentación de tableros de puentes, pavimentos industriales, de contenedores, de puertos, revestimientos de túneles y galerías de minas, prefabricados, etc. En el campo militar se han utilizado con mucho éxito en la pavimentación de bases de carros de combate, hangares y recintos protegidos frente al impacto de metralla o de proyectiles.

España, por su especial orografía, es un país donde es difícil encontrar una vía de transporte que no tenga tramos de montaña. Los proyectos modernos de vías rápidas exigen la construcción de túneles algunos de ellos de gran importancia y longitud y en los que se está empleando con éxito revestimientos gunitados, tanto por vía seca como húmeda, de hormigón proyectado reforzado con fibras de acero.

## 2. NATURALEZA Y TIPO DE FIBRAS UTILIZADAS EN MORTEROS Y HORMIGONES.

Las fibras empleadas en el refuerzo de matrices de mortero y hormigón, son fibras discontinuas, rígidas o flexibles, que presentan una distribución discreta y uniforme dentro de la matriz que confiere al material isotropía y homogeneidad. La efectividad de la acción reforzante y la eficacia de la transmisión de tensiones por parte de la fibras depende de muchos factores pero, especialmente, de la naturaleza, tipo y características geométricas de fibras empleadas.

Según su naturaleza las fibras actualmente utilizadas pueden ser inorgánicas, orgánicas y metálicas. Entre las primeras tenemos las fibras de vidrio y carbono. Las segundas las forman las vegetales y las sintéticas, dentro de las cuales existe una extensa familia. En las metálicas las exclusivamente utilizadas son las de acero en sus diferentes variedades según el contenido de carbono y según la composición, las de acero inoxidable, las galvanizadas, etc.

Algunas características de las fibras utilizadas con morteros y hormigones aparecen en la Tabla 1.

Como puede apreciarse en la tabla las diferencias entre las propiedades de las distintas fibras y las del hormigón son notables, especialmente en cuanto a su resistencia a tracción y modulo de elasticidad se refiere.

Dentro de la gran variedad de fibras que existen para reforzar las pastas, morteros y hormigones, las fibras metalicas y concretamente dentro de ellas, las de acero en sus variantes de acero de bajo, medio y alto contenido en carbono, inoxidables, galvanizadas, etc., son las más empleadas cuando se quieren conseguir hormigones con mejoras importantes de la resistencia a flexión, tracción, impacto, fatiga, etc.

Las fibras de acero encuentran un gran campo de aplicación en obras de pavimentación, de refuerzo de revestimientos


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

**Tabla 1.**

| Tipo de fibra | Resistencia a tracción (Mpa) | Modulo de elasticidad (Gpa) | Densidad (kg/m$^3$) | Alargamiento de rotura (%) |
|---|---|---|---|---|
| Acero | 500 –3.000 | 210 | 7.800 | 3,5 |
| Acero inox. | 2.100 | 160 | 7.860 | 3,0 |
| Vidrio | 2.000 | 60 | 2.700 | 3,6 |
| Carbono | 3.000 | 200-500 | 1.900 | 0,5 |
| Asbestos | 3.000 | 200 | 2.600 | 2,0-3,0 |
| Nilon | 900 | 4 | 1.100 | 13,0-15,0 |
| Polipropileno | 400-800 | 5- 25 | 900 | 8,0 a 20,0 |
| Poliester | 700-900 | 8,2 | 1.400 | 11,0-13,0 |
| Kevlar 49 | 2.900 | 133 | 1.500 | 2,6 |
| Kevlar 29 | 2.900 | 69 | 1.500 | 4,0 |
| Sisal | 400-800 | 30 | 1.200 | 3,0 |
| Hormigón | 5-8 | 30 | 2.300 | – |

aplicados mediante la técnica de gunitado, en elementos prefabricados para saneamiento, en construcción industrializada, en cubiertas laminares, en obras militares de protección, etc.

Una de las ventajas más importantes de este tipo de fibras es que mejoran de una forma notable la ductilidad de los hormigones lo que hace que en los hormigones de alta resistencia, que son eminentemente frágiles, su incorporación contribuya a darles la ductilidad necesaria que se requiere en determinadas aplicaciones.

Las fibras de acero utilizadas en el refuerzo del hormigón y del mortero, son fibras discontinuas, presentando una distribución discreta y uniforme que confiere al material isotropía y homogeneidad. La efectividad de la acción reforzante y la eficacia de la transmisión de tensiones depende de muchos factores pero, especialmente, de la composición del acero que emplean, de la forma de las fibras, de su esbeltez y del porcentaje en que entren en la composición del hormigón.

Las fibras metálicas, concretamente las de acero, son las más utilizadas en el refuerzo de hormigones por ser las más eficaces y económicas. El acero posee un módulo de elasticidad diez veces superior al del hormigón, tiene un alto alargamiento de rotura y presenta una buena adherencia con aquel. Las fibras, por otra parte, son fáciles de mezclar con los demás componentes del hormigón.

## 3. TIPOS DE FIBRAS

Las fibras de acero pueden obtenerse por diferentes métodos; el más común de todos es por corte de alambre trefilado de acero de bajo contenido de carbono. Otros métodos de obtención son mediante cortado de láminas de acero con lo cual las fibras tienen sección cuadrada, o por arrancamiento en caliente con lo cual las fibras tienen forma de virutas. El diámetro de los alambres está comprendido entre 0,25 y 0,80 mm. La longitud de las fibras puede ser variable oscilando entre 10 y 75 mm.

A fin de mejorar la adherencia de las fibras con el hormigón éstas pueden tener extremos conformados, ondulaciones, corrugas, aplastamientos, ganchos, etc.

Las fibras, además, pueden estar galvanizadas a fin de mejorar su resistencia a la corrosión cuando se emplean en obras marítimas o, pueden ser de acero inoxidable para impedir su corrosión cuando se emplean en atmosferas calientes y con gases agresivos como es normal en aplicaciones de hormigones y morteros refractarios en el revestimiento de hornos, intercambiadores de calor en la industria del cemento, en la industria petroquímica, etc.

A efectos de comparación geométrica de unas fibras con otras se ha establecido un parámetro numérico denominado **esbeltez** (en inglés "aspect") y que expresa la relación existente entre la longitud de la fibra y el diámetro equivalente de la misma, es decir, el diámetro del circulo cuya sección es equivalente a la de la fibra. Con este diámetro equivalente se salva el problema de las fibras que poseen una sección diferente a la circular como puede ser, por ejemplo, la cuadrada. Las esbelteces normales oscilan entre 30 y 150, aunque no es aconsejable pasar del valor de 100 debido a los muchos problemas que conlleva el empleo de esbelteces altas como son el riesgo de formación de bolas o erizos de fibras, el no poder incorporar contenidos elevados de las mismas, la mayor rigidación de la mezcla a que dan lugar, etc.

## 4. MEJORAS QUE INTRODUCEN EN EL HORMIGÓN LAS FIBRAS DE ACERO

Los principales efectos que trae consigo la incorporación de fibras de acero a los hormigones podemos resumirlos en los siguientes:



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

- Mejora de la resistencia a flexotracción.
- Fuerte incremento de la resistencia a tracción.
- Reducción de la deformación bajo cargas mantenidas.
- Aumento de la tenacidad.
- Fuerte incremento de la resistencia al impacto y choque.
- Gran resistencia a la fatiga dinámica.
- Fisuración controlada.
- Aumento de la durabilidad de los hormigones.

El fuerte aumento de la tenacidad, es decir de la capacidad de absorción de energía antes de llegar a la rotura, es una de las características más apreciadas de los hormigones reforzados con fibras de acero, dando lugar esta caracteristica a que estos hormigones puedan emplearse en aplicaciones que antes tenían vedadas.

## 5. DOSIFICACIÓN, AMASADO Y PUESTA EN OBRA

Los hormigones reforzados con fibras de acero (HRFA) están formados por los mismos constituyentes de los hormigones tradicionales, es decir, cemento, agua, áridos, aditivos y, en su caso, adiciones. A estos componentes se le añaden las fibras que son elementos discontinuos y rigidos cuya misión es contribuir a mejorar determinadas propiedades de los mismos.

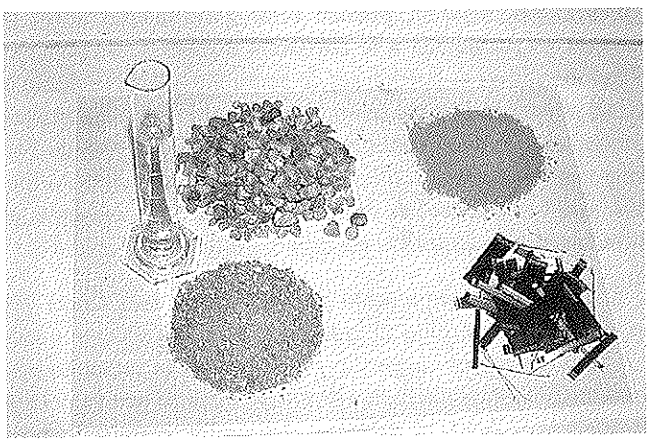


Figura 1. Componentes del hormigón.

Si bien en el caso de incorporación de fibras plásticas no hay que realizar modificaciones en la composición de los hormigones con respecto a la que tienen los tradicionales debido a su gran flexibilidad y deformación, cuando se emplean fibras de acero si hay tener realizarlas dado que éstas actúan como inclusiones rígidas con una gran área superficial y una geometría muy diferente a la de los áridos. No es de extrañar, por tanto, que con estas fibras se reduzca la docilidad de la mezcla, salvo que se hagan las oportunas correcciones en la dosificación de los hormigones.

La adición de fibras de acero no condiciona la naturaleza de los componentes del hormigón por lo que éstos deben ser los adecuados para que el hormigón alcance y mantenga las características requeridas.

Todos los componentes empleados en los HRFA deben cumplir con las exigencias y limitaciones especificadas en la Normativa e Instrucción Española del Hormigón EHE vigentes, debiendo realizarse sistemáticamente comprobaciones en el contenido de cloruros en los materiales componentes y en el propio hormigón a fin de evitar los riesgos posibles de corrosión de las fibras.

Con respecto a los cementos puede emplearse cualquiera de los cementos que cumplan con la Instrucción Española de Cementos RC-97, siempre que sean capaces de proporcionar al hormigón las características exigidas en el proyecto.

El agua de amasado puede ser la misma empleada en los hormigones tradicionales.

Los áridos pueden ser naturales o artificiales, rodados o machacados y con tamaño de partícula, granulometría y forma apropiadas para la produccion de estos hormigones, debiendo cumplir con las prescripciones de la Instrucción Española del Hormigón EHE en vigor.

En los HRFA es más adecuado el uso de áridos rodados, especialmente las arenas, ya que para la misma relación agua/cemento, proporcionan mejor docilidad que los áridos machacados.

La adopción de una correcta granulometría de los áridos es fundamental para poder optimizar el hormigón, puesto que, ademas de afectar a las propiedades del hormigón endurecido, afecta también a otras del hormigón fresco tales como la consistencia y tendencia a la segregación.

Hay que tener en cuenta que el contenido en finos de estos hormigones tiene gran influencia sobre la docilidad de los mismos, siendo preciso, en general, incorporar cantidades mayores que en los hormigones tradicionales para disminuir el riesgo de segregación y aumentar la cohesión.

En los HRFA la relación entre el tamaño máximo del árido grueso y la longitud de las fibras tiene una gran influencia sobre las resistencias a tracción, flexotracción y la tenacidad. Complementariamente, las fibras deben envolver al árido para asegurar su eficacia. Los resultados óptimos se consiguen cuando el tamaño máximo del árido grueso es aproximadamente igual a la mitad de la longitud de la fibra, siendo conveniente, además, que el tamaño máximo del árido grueso no supere el menor de los límites siguientes:

a) 2/3 de la longitud de la fibra,

b) 1/5 del lado mayor del elemento,

c) 3/4 de la distancia libre entre barras de armado.

Generalmente el tamaño máximo de árido empleado en estos hormigones no supera los 20 mm.

Si bien en los hormigones convencionales el volumen de la arena suele ocupar el 54%, aproximadamente, del volumen total del hormigón, en los HRFA dicho volumen debe aumentarse incrementando la relación árido fino/árido grueso. Esta relación debe determinarse de manera que el contenido de


Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

agua sea el mínimo que permita conseguir la docilidad y resistencias deseadas.

Con respecto a los aditivos conviene tener en cuenta que cuando las fibras se encuentran en proporciones elevadas se produce una apreciable reducción en la docilidad que es recomendable compensar mediante la utilización de aditivos reductores de agua, especialmente superplastificantes. Nunca debe compensarse, como es regla general, la reducción de la docilidad de estos hormigones mediante el aumento del agua de amasado.

Mediante el empleo de reductores de agua se hace más fácil la compactación del hormigón para un volumen de fibras dado; igualmente el empleo de reductores permite aumentar el volumen de fibras manteniendo constante la docilidad.

En los hormigones sometidos a ciclos hielo/deshielo es aconsejable el uso de aditivos aireantes.

Las adiciones que se emplean en los HRFA son materiales puzolanicos constituidos por sustancias naturales o industriales, silíceas o silicoaluminosas, o una combinación de ambas, tales como: puzolanas naturales, cenizas volantes y humo de sílice.

Las adiciones mejoran la impermeabilidad del hormigón y por tanto su durabilidad, así como la cohesión del material y en consecuencia la adherencia fibra-matriz, disminuyen el riesgo de segregación y, en el caso particular de los hormigones proyectados disminuyen la cuantía del rebote. Por todo ello, y por la formación de silicatos similares a los producidos por el cemento, estos materiales dan lugar a hormigones de mayores resistencias mecánicas.

Para que cada fibra metálica sea efectiva precisa estar completamente embebida dentro de la mezcla; esto obliga a que la proporción de elementos finos y gruesos tenga que ser la adecuada, generalmente, con mayor proporción de finos que en un hormigón convencional. Los hormigones convencionales requieren entre el 25 y el 35 por 100 de pasta con respecto al volumen total, mientras que un hormigón reforzado con fibras metálicas precisa del 35 al 45 por 100 dependiendo de la esbeltez de las fibras y del volumen de éstas que se emplee.

Se puede afirmar que no existe un método de dosificación definido para los HRFA; generalmente se toma como base de partida la dosificación de un hormigón convencional y sobre ésta se hacen determinadas modificaciones o ajustes a fin de que la disminución de la docilidad del hormigón no sea importante y lograr, además, que las fibras se distribuyan con facilidad en el mismo.

Los principales factores que hay que tener en cuenta en la dosificación, por la influencia que pueden tener en las propiedades de un HRFA, son los siguientes:

- Relación agua/cemento,
- Contenido de cemento,
- Tamaño máximo y ganulometría del árido,
- Tipo y contenido de fibras,
- Tipo y contenido de adiciones,
- Tipo y contenido de aditivos.

La relación agua/cemento es fundamental por la importancia tan decisiva que tiene en las resistencias mecánicas y en la durabilidad del hormigón. Los valores usuales de la relación a/c utilizada en estos hormigones oscila entre un mínimo de 0,4 y un máximo de 0,65.

Con respecto al contenido de cemento ya se ha indicado que es superior al de los hormigones convencionales oscilando entre los 300 y 450 kg/m$^3$.

En cuanto a la composición granulométrica de las distintas fracciones del árido, ésta podría realizarse de forma que se adaptase a una curva granulométrica de referencia de máxima compacidad, o que estuviese comprendida dentro de un huso granulométrico determinado, tal como se hace en los hormigones convencionales; sin embargo, al incluirse en el conjunto de partículas del árido fibras con formas geométricas aciculares, es lógico que las curvas convencionales no sean totalmente adecuadas, dado que al considerar las fibras dentro del conjunto del árido hará falta mayor contenido de árido fino, o arena, para conseguir una granulometría de compacidad máxima.

De lo anterior se desprende que la relación árido fino/árido grueso de los HRFA debe ser superior a la de los hormigones convencionales y que las curvas granulométricas clásicas sólo pueden servir para ajustar una granulometría base sobre la que habrá que hacer correcciones en el sentido de aumentar el contenido de arena.

El contenido usual de fibras oscila entre el 0,25 y 0,75% en volumen, es decir, entre 20 y 60 kg/m$^3$. El límite inferior es muy bajo y se emplea con determinadas fibras de diámetro reducido. Lo normal en pavimentación es utilizar alrededor de 35 kg/m$^3$, aunque en algún caso se ha llegado a emplear 60 kg/m$^3$. Si la proporción de fibras es alta y superior al 1%, la esbeltez elevada y próxima a 100, o el tamaño máximo del árido grande, superior a 20 mm, existe el peligro de formación de bolas de fibras o "erizos". Con fibras encoladas en peines de 25 a 35 fibras se reduce el peligro de formación de bolas durante la primera etapa del amasado, aunque se empleen mayores proporciones de fibras, dado que la esbeltez ficticia del peine es menor que la individual que cada fibra considerada aisladamente.

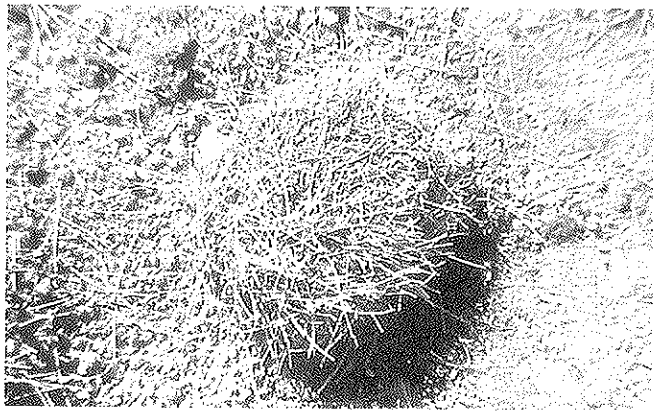


Figura 2. Bola de fibras o "erizo".



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Es absolutamente imprescindible - cualquiera que sea el método de dosificación utilizado - obtener una dispersión uniforme de las fibras y eliminar los peligros de segregación y de formación de bolas o **erizos** de fibras. La segregación y la formación de bolas están relacionados con muchos parámetros, principalmente con la esbeltez, el porcentaje de fibras, relación agua/cemento y el sistema de mezclado.

Se ha comprobado que para obtener mezclas uniformes la esbeltez debe ser como máximo 100. También se ha podido constatar que los hormigones son difíciles de trabajar cuando la cantidad de fibras de acero sobrepasa el 2 por 100 en volumen absoluto de hormigón, aunque con morteros se pueda llegar al 4 por 100. Estas cifras pueden aumentarse cuando se trata de fibras con esbelteces pequeñas, lo que repercute negativamente en la eficacia del refuerzo, o bien cuando se emplean técnicas especiales de puesta en obra.

La buena docilidad de las mezclas y la eliminación de formación de bolas aconsejan no emplear áridos de tamaño superior a 20 mm, lo cual no es un grave inconveniente, ya que para muchas aplicaciones este es un tamaño ideal e incluso hoy día hay una tendencia a emplear áridos de tamaño máximo aun menor, especialmente en hormigones de altas prestaciones.

Por otra parte se ha visto que para un diámetro y volumen de fibras dado, el tiempo Vebe que mide la consistencia de mezcla, se incrementa linealmente con el aumento de la longitud de las fibras.

Los hormigones de fibras de acero experimentan, por tanto, una disminución en la docilidad cuando aumenta el volumen de fibras, lo que implica que para asegurar la dispersión de las mismas haya que emplear, como se ha indicado, relaciones agua/cemento comprendidas entre 0,4 y 0,65, con dosificaciones de cemento altas, que pueden llegar a los 450 kg/m$^3$, si bien es verdad que la cantidad de cemento a emplear puede disminuirse sustituyendo una parte del mismo con cenizas volantes y dentro de los límites de sustitución que marca la Instrucción española EHE, dado que lo que realmente importa es que las fibras queden envueltas en pasta. Se logra una mezcla económica empleando una cantidad de cenizas que sea el 35% de la cantidad de cemento e incorporando un superplastificante. La presencia de cenizas, por otra parte, retrasa el fraguado del hormigón, ayudando así a la puesta en obra y acabado, y suministrando una mezcla con alto contenido en pasta baja en cemento.

La aparición en el mercado de fibras de extremos conformados ha supuesto una importante innovación, ya que al aumentar la adherencia a la matriz en unas zonas muy críticas, como son los extremos de las fibras, permitiendo conseguir con menor cuantía de fibras la misma tenacidad. Por otra parte, el encolado que une lateralmente a estas fibras da lugar a peines de ellas y hace que la esbeltez relativa sea menor que la de cada fibra suelta, al disolverse la cola que las une en el agua de amasado, con lo que se reduce o desaparece el peligro de formación de bolas durante el amasado.

Nosotros hemos conseguido hormigones de 40 N/mm$^2$ de resistencia característica a compresión empleando 400 kg/m$^3$ de cemento CEM I-32,5R (antiguo Pliego) con relación agua/cemento de 0,45 e incorporando un 1 por 100 de aditivo superplastificante de condensado de naftaleno sulfonado. Los áridos empleados eran de 20 mm de tamaño máximo y la dosificación de fibras de 60 kg/m$^3$, lo que equivale al 0,75 por 100 en volumen, obteniendo un asiento en cono de Abrams de 10 cm. Este hormigón lo hemos empleado en pavimentos de puentes en autovías.

El amasado puede realizarse en central o en la misma obra. En central basta con adicionar las fibras con los demás componentes a la hormigonera y amasar durante un minuto, o minuto y medio, hasta conseguir la dispersión total de las fibras. En obra se añaden las fibras al camión-hormigonera y se mantiene girando la cuba a la máxima velocidad durante un minuto y medio. Los dos sistemas son buenos, aunque es preferible el primero debido a que de la central sale el hormigón con las características requeridas, mientras que en obra, a veces, hay que hacer correcciones en el agua de amasado lo que suele ser más impreciso y peligroso. Por otra parte, suele ser frecuente que el volumen real de hormigón que viene en cada camión sea diferente al solicitado, a veces se peca bien por exceso o por defecto. Si adicionados la misma cantidad de sacos de fibras, es decir un peso fijo de fibras, a cada camión, cuyo volumen suele oscilar, nos encontramos con amasadas de características diferentes. Esto hace que sea preferible, en aras a la uniformidad, el mezclado de las fibras como cualquier otro componente del hormigón en la central de hormigonado.

Una vez conseguida la consistencia adecuada a los medios disponibles de puesta en obra, el hormigón con fibras de acero, se coloca por los sistemas tradicionales, incluso bombeado o proyectado, sin ningún problema. La compactación, tanto con pervibradores como con reglas vibrantes, se realiza con suma facilidad. Igualmente, el empleo de extendedoras deslizantes para pavimentos es sumamente interesante en la colocación de hormigón en grandes extensiones de pavimentos industriales, carreteras o aeropuertos.



Figura 3. Puesta en obra de un hormigón con fibras de acero.

Nuestra propia experiencia nos indica que cuando una dosificación está bien realizada no surgen problemas en el amasado y ni en la puesta en obra del hormigón.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

## 6. APLICACIONES

En la actualidad se está empleando con gran profusión el hormigón y mortero proyectado que lleva incorporado fibras, especialmente de acero, en el revestimiento de túneles en donde este tipo de material se ha mostrado muy útil al permitir grandes rendimientos de puesta en obra, conseguiéndose unos revestimientos con unas resistencias muy elevadas incluso a las pocas horas de su colocación y eliminandose la colocación de malla electrosoldada de acero que siempre es incomoda de colocar debido a las irregularidades de la superficie interior de los túneles, a la vez que retrasa la ejecución de la obra por las dificultades en su posicionamiento. El hormigón proyectado con fibras de acero en túneles se ha impuesto de forma categórica en estos últimos años.

Mediante gunitado con hormigón con fibras de acero se ha realizado la cubierta laminar en forma de hiperboloide de ocho hojas y 6 cm de espesor, del Parque Oceanográfico de Valencia, hiperboloide diseñado estructuralmente en la ETSICCP de la Universidad Politécnica de Valencia, que fue proyectado en su tiempo por Felix Candela y que ahora se ha construido en esta obra de Calatrava .

Con hormigones reforzados con fibras de acero se han construido viviendas prefabricadas mediante construcción industrializada y en las que no se ha utilizado nada de armadura tradicional de acero. De igual forma se han construido tubos, arquetas, canales y otros elementos prefabricados.

Dentro del campo militar los hormigones reforzados con fibras de acero empezarón a emplearse en la década de los sesenta en pavimentos de bases de carros de combate y en pistas de aeropuertos en Estados Unidos. En España se han utilizado en pavimentación de bases de helicopteros y en pavimentos de carros de combate.

Una de las aplicaciones más importantes dentro del campo militar es la protección contra el efecto de explosiones y penetración de proyectiles y de metralla, especialmente en el caso de acciones terroristas. Concretamente, no hace mucho, tuvimos que diseñar frente a la acción terrorista con coche-bomba, un local subterráneo, situado bajo una zona de aparcamiento, destinado a un centro de informática de una cadena internacional de supermercados. El empleo de este tipo de hormigones permitio reducir espesores y evitar la proyección de fragmentos de hormigón a gran velocidad hacia el interior del edificio gracias al aumento de ductilidad que producen las fibras.

La investigación del comportamiento de estos hormigones dentro del campo militar sigue siendo tema de actualidad y en él que estamos trabajando en estos momentos dentro de un programa financiado por el Ministerio de Defensa.

Concretándonos, por su importancia, al tema de pavimentos, sabemos que los principales efectos que trae consigo la incorporación de fibras de acero al hormigón podemos resumirlas en las siguientes:

- Mejora importante del comportamiento a flexotracción.
- Fuerte aumento de la resistencia a tracción.
- Control de la fisuración.

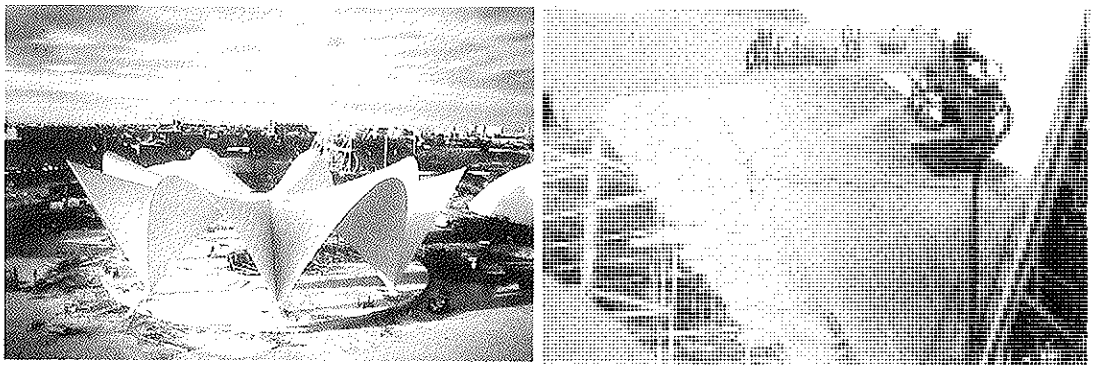


Figura 4. Hiperboloide de ocho hojas (Tesis doctoral A. Domingo Cabo, U.P.V.).

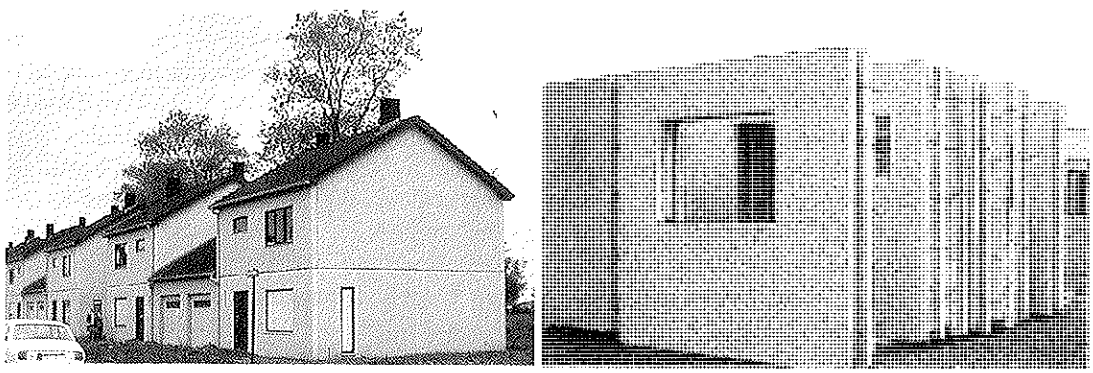


Figura 5. Viviendas prefabricadas con hormigón con fibras de acero en Bélgica.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

- Incremento de la resistencia a fatiga.
- Aumento considerable de la resistencia al impacto.
- Resistencia elevada a los choques térmicos.
- Ligero aumento de la resistencia a compresión.

No es de extrañar que ante la mejora que la incorporación de fibras produce en los hormigones, estos hayan encontrado una gran aceptación en muchas de las aplicaciones en las que estas propiedades tienen un marcado interés como es el caso de los pavimentos de hormigón en carreteras, aeropuertos, naves industriales, así como en el recrecido de los mismos.

Un hormigón para pavimentos difiere del hormigón tradicional que estamos acostumbrados a emplear en nuestras estructuras en varios aspectos.

El primer punto a considerar es que el pavimento es una losa que ha de transmitir las cargas que recibe del tráfico a la base o terreno, debiendo tener, por su forma de trabajar, una característica fundamental que es una elevada resistencia a flexotracción y hasta tal punto esto es cierto que, así como en un hormigón estructural siempre hablamos de su resistencia a compresión, al hablar de un pavimento prácticamente siempre manejamos resistencias a flexotracción y algunas veces, a tracción indirecta.

Otro punto a considerar en un hormigón para pavimentos es su resistencia a fatiga, consecuencia de la forma repetida de actuar las cargas de tráfico; esta resistencia que hasta hace poco se evaluaba sobre ensayos de compresión, últimamente se ha estudiado mucho sobre ensayos a flexotracción, que por otra parte son más representativos en el caso de pavimentos rígidos.

Otro aspecto a tener en cuenta en estos hormigones es que sean fácilmente trabajables con los equipos de construcción, especialmente con extendedoras deslizantes; que posean gran cohesión y una fuerte tixotropía que permita que si el pavimento tiene pendiente el hormigón no se descuelgue hacia los puntos más bajos, ni que al quedar libres los bordes salientes de la máquina estos se desmoronen.

Por último, hay un problema típico de todas las piezas en las que predomina la superficie sobre el espesor, y éste es el caso de los pavimentos, y es el fenómeno de retracción que puede provocar fisuras indeseables. Los hormigones para pavimentos de carreteras deben tener altas resistencias iniciales que permitan abrirlos cuanto antes al tráfico, pero esto conlleva frecuentemente una fisuración importante, salvo que se tomen medidas especiales para evitarla, bien sea con dosificaciones muy estudiadas, curados enérgicos y prolongados, o con otros medios.

No sabemos si los investigadores a los que se les ocurrió la idea de incorporar fibras de acero en el hormigón estaban pensando en los pavimentos rígidos; lo más probable es que no fuese así, sino que su idea fuese tratar de paliar algunos de los inconvenientes mecánicos que presenta el hormigón, como es su baja resistencia a tracción; el hecho cierto es que, quizás sin pretenderlo, dieron en la diana al conseguir un material que respondía a todas las exigencias que se le pide a un hormigón para pavimentos y a las que hemos hecho mención.

Hemos destacado como característica importante a exigir a un pavimento la resistencia a flexotracción. En los hormigones reforzados con fibras de acero y dependiendo de la forma, esbeltez de las fibras y contenidos de ellas, esta resistencia se incrementa de forma muy notable como consecuencia del armado tridimensional que producen las fibras y que hace que aunque el hormigón se haya fisurado, en la zona traccionada, los labios de las fisuras queden unidos por el lañado que producen las fibras. En un hormigón tradicional al producirse la primera fisura por efecto de flexión éste rompe a la tensión que ha provocado esta primera fisura; en el hormigón reforzado con fibras al producirse la primera fisura el hormigón no rompe y sigue absorbiendo energía hasta llegar a un valor de la tensión que puede ser muy superior al de la primera fisura (hormigones tradicionales que rompen a flexotracción a 3,5 Mpa llegan perfectamente a los 9,8 Mpa al incorporarles un 1% en volumen de fibras), siguiendo absorbiendo energía hasta llegar a la rotura con una deformación que puede ser muy grande. Por tanto, la tenacidad de estos hormigones es muy alta con índices de tenacidad que fácilmente llegan a 45.

La resistencia a fatiga es de gran importancia en pavimentos dado que están sometidos a procesos de carga y descarga. Esta resistencia es función de la capacidad de absorción de energía del pavimento antes de llegar a la rotura, y por consiguiente esta relacionada con el índice de tenacidad del hormigón. Al ser éste elevado no es de extrañar que la resistencia a fatiga también lo sea.

Otra de las propiedades a considerar en los pavimentos de carreteras es la resistencia al impacto especialmente en la zona de juntas. En este sentido una de las principales características de los hormigones es su capacidad para resistir acciones de impacto o choque; aquí nos encontramos, de nuevo, conque el índice de tenacidad es una propiedad determinante de la energía de rotura de estos hormigones. Un hormigón tradicional que posee una resistencia al impacto de 5,5 J/m$^2$ pasa a incrementar esta resistencia hasta el valor de 46,4 J/m$^2$ al incorporarle un 2% en volumen de fibras de acero.

Según el U.S. Army Construction Engineering Research Laboratory (CERL), la vida de un pavimento puede incrementarse hasta diez veces por el hecho de incorporar al hormigón fibras de acero.

En España hay una gran experiencia en obras de pavimentación realizadas con la incorporación de fibras de acero al hormigón. En los años 70 del 2002 se hicieron unos recrecidos en tableros de puente en la Vía Favencia de Barcelona con bastante éxito y en los que tuvimos ocasión de intervenir, posteriormente la aplicación a pavimentos industriales le siguió, siendo la primera obra la realizada en el Industrias del Ubierna en el Polígono de Villalonquejar de Burgos, posteriormente siguieron las obras de muelles de contenedores de Algeciras y Mérida, luego el pavimento de 40.000 m$^2$ para la estación de mercancías por carretera de Oviedo, los 50.000 m$^2$ de la central nuclear de Trillo, los 100.000 m$^2$ de la ampliación del aeropuerto de Palma de Mallorca, diecinueve tableros de puente en el desdoblamiento de Despeñaperros, pavimento de talleres de reparación de helicópteros en Almagro, 30.000 m$^2$ de pavimento para carros de combate en Córdoba, etc.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

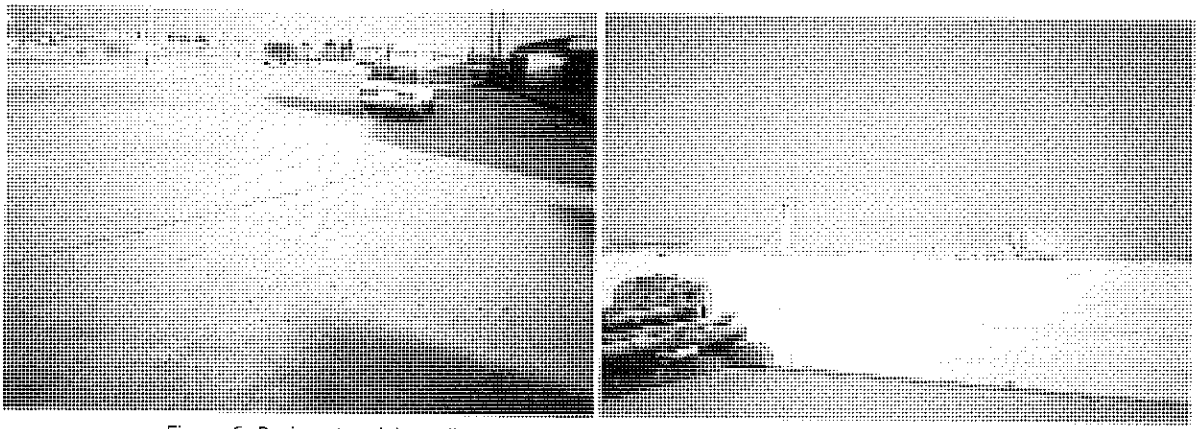


Figura 6. Pavimentos del muelle para contenedores de Mérida y del aeropuerto de Barajas.

Estos son sólo algunos ejemplos de las muchas obras de pavimentación realizadas en España. Refiriéndonos concretamente a la última por ser algo singular hay que indicar que se trata del pavimento para la Base de la Brigada XXI de carros de combate de Cerro Muriano (Córdoba). Este pavimento comprende la zona de aparcamiento y maniobra de carros, zona de naves de talleres y zona de lavado de carros.

Los carros existentes cuando se proyectó este pavimento eran los AMX-30 y los M-47 EZ de 47 t, que al pivotar ejercen un efecto de 60 t. Como se sabe el efecto de los carros sobre los pavimentos es muy severo dando lugar a un desgaste y deterioro muy fuerte en los hormigones tradicionales y al arrancamiento de adoquines en el caso de pavimentos adoquinados.

La estructura de este pavimento estaba formada por una explanada compactada, sobre la que se habían colocado 30 cm de zahorra compactada y sobre la que se había dispuesto una capa de 17 cm de hormigón con fibras de acero. El hormigón utilizado fue un H-250 al que se incorporaron 35 kg/m$^3$ de fibras de acero Dramix 60/80. La dosificación del hormigón fue la siguiente:

| | |
|---|---|
| Cemento P-350 | 425 kg |
| Arena (0-6) | 1.400 kg |
| Gravilla (6-12) | 280 kg |
| Grava (12-20) | 450 kg |
| Agua | 180 l. |
| Superplastificante | 1 % |
| Fibras de acero | 35 kg |

A pesar de su baja relación a/c de 0,42, el hormigón tenía una consistencia de 10 cm medida en cono de Abrams lo que lo hacía muy trabajable. El hormigón se preparó en una central de hormigonado de Readimix Asland de Córdoba, adicionando las fibras en la propia central.

La extensión del hormigón se hizo manualmente y se vibró con vibradores de aguja o pervibradores. Una vez realizado el alisado superficial con regla se procedió a dar una terminación rotolizada con "helicóptero".

Dados los fuertes vientos y altas temperaturas del mes de Julio en la sierra de Córdoba al curado se le dedicó la máxima atención realizándose el mismo mediante agua por riego por aspersión y tanto de día como por la noche. Seguidamente y antes de que el hormigón tuviese 24 horas se procedió al corte de las juntas que se realizó con sierra de disco de diamante dando cortes hasta una profundidad de 1/3 del espesor de la losa. Las losas tenían unas dimensiones de 7 x 7 m.

El pavimento que fue construido en 1988 se encuentra en perfecto estado en la actualidad y, únicamente, de las 612 losas de que consta, 10 losas presentan fisuras continuas de unos 0,5 mm de espesor que parten las losas por la mitad, y

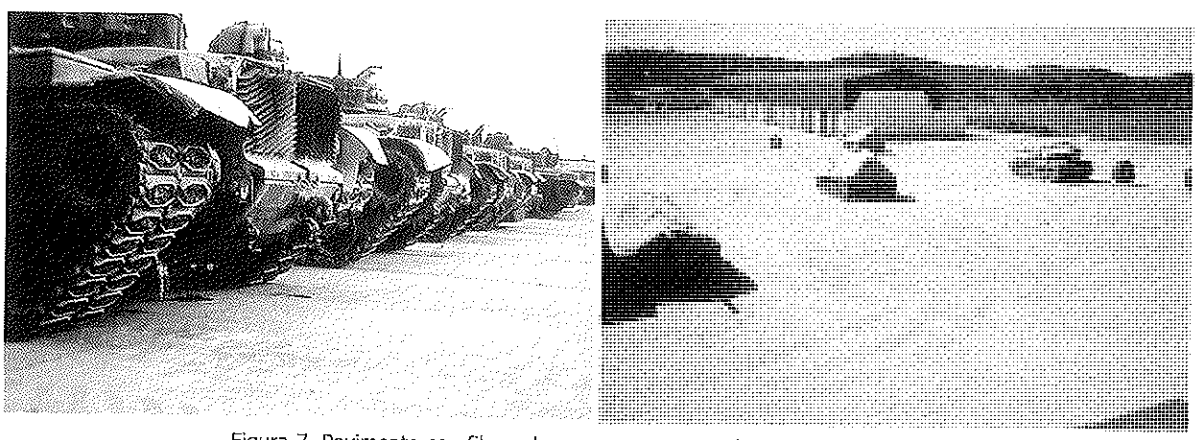


Figura 7. Pavimento con fibras de acero para carros de combate en Córdoba.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

que son consecuencia de que en esa área y durante la construcción se produjo un retraso en el curado del hormigón que se realizó después de las 24 horas estipuladas.

## 7. NORMATIVA

Debido al amplio campo de aplicaciones y al uso cada vez más extendido que se esta haciendo en España del hormigón reforzado con fibras, el Comité Técnico de Normalización CTN-83 "Hormigón" del AENOR creó en su día dos subcomites destinados, uno a establecer una serie de normas sobre "Hormigones reforzados con fibras de acero y/o polipropileno" y, otro sobre normas de "Hormigón y mortero proyectado"(algunas de ellas se refieren a hormigón con fibras). En la actualidad existe en nuestro país un campo normativo muy extenso y completo sobre estos dos tipos de hormigones.

## 8. BIBLIOGRAFIA

Beaudoin, J. J. "Handbook of Fiber-Reinforced Concrete".- Otawa.- Canadá 1990

Daniel, J .I., Shah, S.P.. "Thin-Section Fiber Reinforced Concrete and Ferrocement".- SP-124.- ACI.- Detroit 1990

RILEM-ACI. "High Performence Fiber Reinforced Cement Composites".- Cambridge.- England.- 1992.

ACHE. Manual de Tecnología del Hormigón Reforzado con Fibras de Acero.- Monografía M-2.- Junio 2000.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Construcción de la JCHYPAR, una lámina delgada de hormigón reforzado con fibras de acero, en el oceanográfico de Valencia

## *Construction of the JCHYPAR, a steel fiber reinforced concrete membrane at the oceanographic park in Valencia*

**Prof. Dr. Alberto Domingo Cabo**
Dpto. Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil

♦

**Prof. Carlos Lázaro**
Departamento de Mecánica de los Medios Continuos

♦

**Prof. Dr. Pedro Serna Ros**
Director Laboratorio de Ingeniería de la Construcción

Universidad Politécnica de Valencia

**RESUMEN**

El siguiente documento describe la construcción de una lámina delgada realizada mediante hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC). La cubierta, llamada JChypar, es una bóveda nervada compuesta por cuatro paraboloides hiperbólicos. El espesor de la lámina es de tan sólo 6 cm y la distancia máxima entre apoyos es de cerca de los 40 m. Este artículo describirá el procedimiento de construcción de la estructura mencionada, desarrollando los siguientes aspectos: ensayos de caracterización previa, proceso de cimbrado, colocación de la capa de armado, proceso de proyección del hormigón, fase de curado y descimbrado, programa y resultado de ensayos y, por último, pruebas y controles finales.

***SUMMARY***

*The following document describes the construction of a thin shell structure using steel fiber reinforced concrete (SFRC). The roof called JCHYPAR is a groined vault composed of four hyperbolic paraboloids. Shell thickness equals 6 cm and the distance between opposite supports is around 40 m. This paper will describe the whole construction process of the aforementioned structure. The following items will be analysed: previous characterization tests, shoring process, rebar placement, shotcrete process, curing process and strinking, test program and test results, and final controls and tests.*

## 1. INTRODUCCIÓN

El Parque Oceanográfico de Valencia (*L'Oceanografic*) es un espacio de ocio y educación, promovido por la Generalitat Valenciana. El proyecto forma parte de *La Ciudad de las Artes y las Ciencias*, un gran complejo que actualmente está en construcción en la ciudad de Valencia (España), y cuyas características más relevantes fueron presentadas por los autores en IABSE Symposium Melbourne 2002 [1]. En concreto, L'Oceanografic, que ocupa una superficie de alrededor de 80.000 m$^2$, es un conjunto de edificios, jardines y acuarios distribuidos alrededor de un gran lago. El edificio emblemático del parque es la estructura laminar compuesta por paraboloides hiperbólicos, la cubierta **JCHYPAR**, basada en la obra de Félix Candela, la cual ha sido diseñada y construida por Domingo y Lázaro. El siguiente artículo presenta la construcción de la cubierta *JCHYPAR*. Con el diseño y construcción de ésta, se desea dar un homenaje póstumo a la figura del arquitecto Félix Candela, un experto en el diseño y construcción de este tipo de estructuras laminares, haciendo realidad uno de sus últimos sueños.

## 2. GEOMETRÍA DE LA CUBIERTA JCHYPAR

La cubierta JChypar esta diseñada tomando como base la realizada en el restaurante Los Manatiales en Xochimilco México, que fue construida por el arquitecto Félix Candela en 1957. La forma de la cubierta es una bóveda nervada compuesta por ocho lóbulos con simetría radial. Cada lóbulo y su



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

opuesto forman parte de un mismo paraboloide hiperbólico cuyos ejes, X e Y, están contenidos en un plano horizontal y forman un ángulo de 22,5°, cuyo origen se encuentra en el centro de la lámina. El eje Z es el eje vertical. La intersección de cada lóbulo con el adyacente forma el nervio de directriz parabólica. El borde libre de cada lóbulo se obtiene por la intersección de la superficie con un plano que forma un ángulo de 60° con la horizontal. Los apoyos están localizados en los vértices de un octógono de 13,58 m de lado. La Figura 1 muestra algunos de los detalles de los planos originales del proyecto de la cubierta. La distancia entre dos apoyos opuesto es de 35,5 m. La longitud del borde libre es de 6,83 m y alcanza una altura de 12,27 m. Los borde libres de la cubierta no poseen viga de borde. La cubierta esta construida con hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC) y posee un espesor de tan sólo 6 cm, dando un aspecto de ligereza y esbeltez, llegando a alcanzar una esbeltez mínima de 1/600. El proceso de diseño de la lámina fue presentada en el IASS Symposium de Madrid en 1999 – Shell and Spacial Structures: from recent past to the next millenium– [2] y los ensayos preliminares y modelos numéricos en el Acto de Clausura del IASS Congress en Atenas en el 2000 [3].

## 3. PROCESO CONSTRUCTIVO

### 3.1 Ensayos previos de caracterización

La elección del SFRC como material de construcción de la lámina vino condicionado por la exigencia en el cumplimiento de los requerimientos de resistencia, durabilidad y ligereza. El análisis y construcción de la cubierta JChypar fue precedido de numerosos ensayos (Figura 2) desarrollados en el laboratorio de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia.

Los objetivos de los ensayos de laboratorio fueron dos: a) calibrar el modelo analítico y b) revisar y proponer un méto-

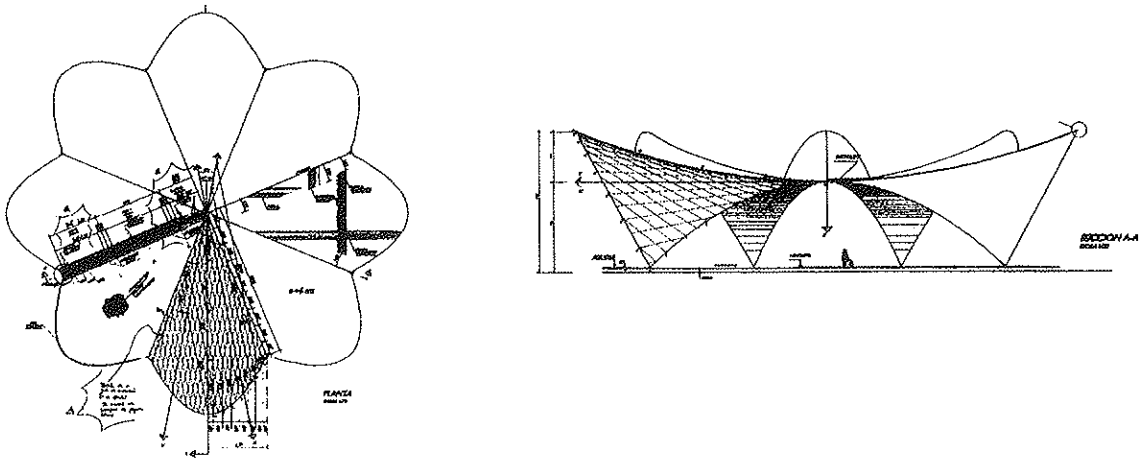


Figura 1. Geometría de la cubierta.

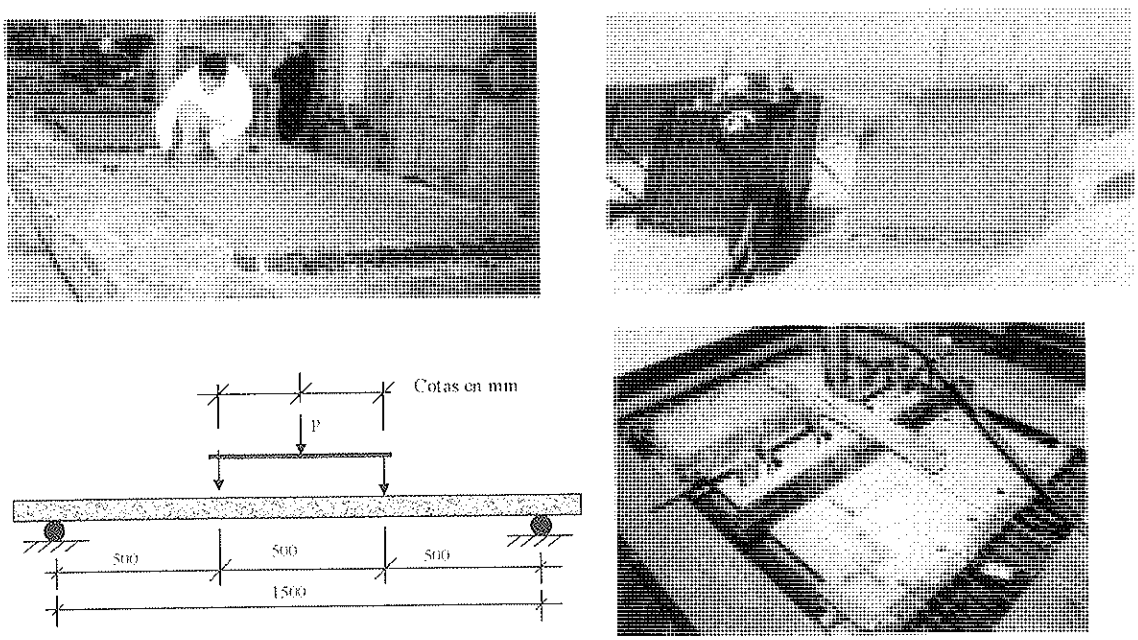



Figura 2. Ensayos preliminares



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

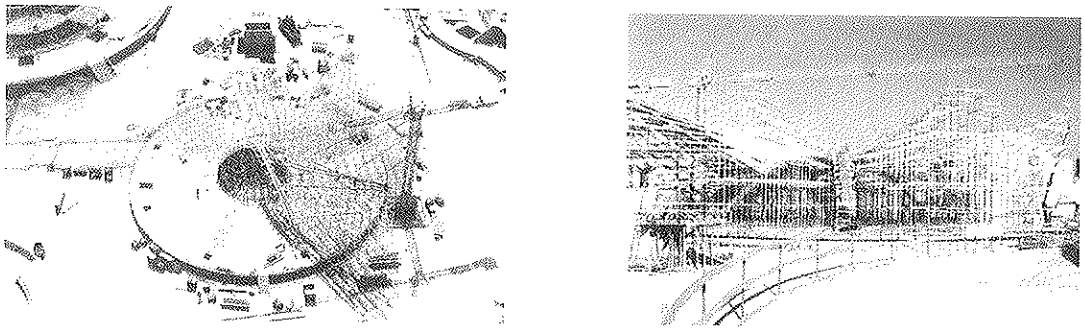


Figura 3. Cimbrado.

do de construcción adecuado, factible y económicamente viable de acuerdo a los actuales estándares tecnológicos. Agradecemos la colaboración de PREVALESA, HORMIGONES PROYECTADOS, SL, CM S.L., ASLAND y DRAMIX, ya que hicieron posible construir un conjunto de láminas, de 2 x 3 x 0.06 m para estos ensayos. Dos tipos de láminas fueron ensayadas: láminas hormigonadas in situ y laminas realizadas con hormigón proyectado. Estas láminas fueron ensayadas a flexión hasta la rotura. Esto dejó claro que el hormigón proyectado brindaba una mejor ejecución y un mejor comportamiento. Los resultados de estos ensayo se encuentran en la ponencia presentada en el IASS Symposium 2001 Nagoya[4].

## 3.2. Construcción

### *3.2.1. Cimbra*

El encofrado de madera de la lámina fue soportado por torres de cimbrado y vigas de madera en las direcciones de los ejes de los paraboloides. Estas torres, formadas por módulos de estructuras tubulares de 1,5 x 1,5 x 1,5 m se acoplaban y se agrupaban unos sobre otros para formar la estructura matriz de la cimbra. Cada torre posee un sistema de husillos en su parte superior para asegurar y nivelar el encofrado. La elevación de cada husillo fue ajustada considerando las coordenadas de posición y la geometría de la lámina. De este modo, las torres de cimbrado fueron dispuestas en dos grupos. El primero grupo sostenía el encofrado del nervio radial y consistía de torres localizadas en círculos concéntricos bajo los nervios. El segundo grupo sostenía el encofrado de los lóbulos, y consistía en líneas de torres localizadas a lo largo del eje X (o Y) en lóbulos de paraboloides hiperbólicos alternos. La Figura 3 muestra el proceso de cimbrado.

### *3.2.2. Encofrado*

El encofrado fue realizado con madera de pino. Éste consistió en la ejecución de una superficie de madera colocada sobre de dos familias de vigas de madera. La primera familia de vigas fue colocada y ajustada sobre los husillos de las torres de cimbrado; estas vigas son paralelas al eje X (o Y en lóbulos alternos) de cada lóbulo del paraboloide hiperbólico (Figura 4).

La segunda familia, formada por vigas de madera en celosía, fue colocada sobre las anteriores siguiendo la dirección opuesta a las primeras y según el eje Y (ó X) en lóbulos alternos. La superficie final fue realizada con tablas de pino clavadas sobre esta segunda familia de vigas (Figura 5). La tablas fueron ajustadas en la dirección del eje X ó Y en la dirección de la primera familia de vigas. Sin embargo, fue necesario hacer pequeñas variaciones de la dirección de las tablas debido al canto de ellas. Fue necesario un mes y medio para colocar todas las vigas de madera del encofrado.

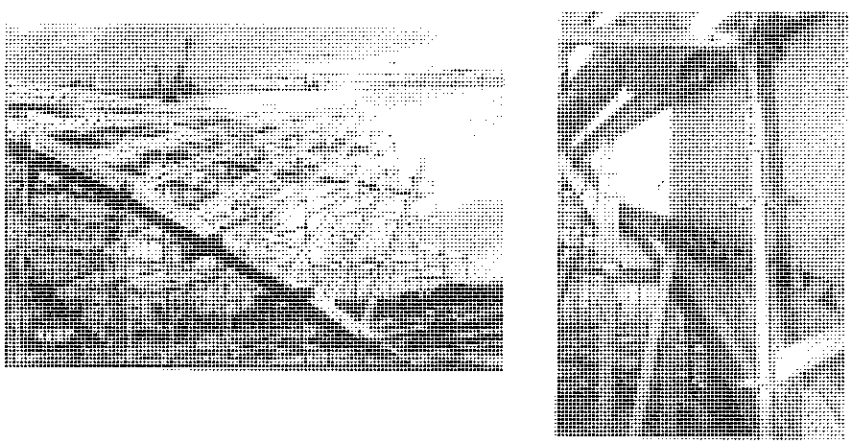


Figura 4. Vigas principales y encofrado de madera.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

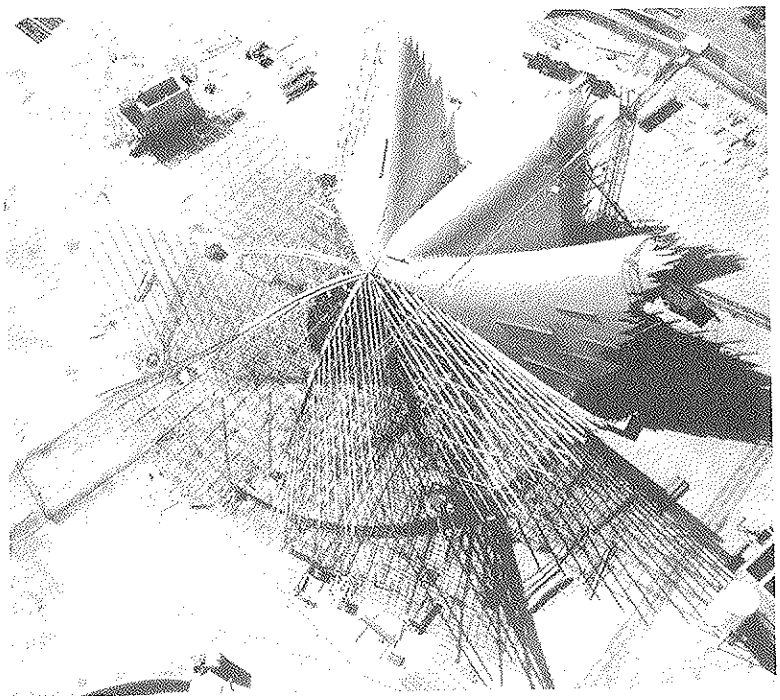


Figura 5. Vigas y tablas del encofrado.

• Instalación del encofrado

Se usaron tablas de pino de 2 m de longitud y 8,5 cm de ancho. Su colocación se inició el 19/06/00, comenzando desde la parte más alta del eje hacia el nervio. Se empezaron dos semilóbulos contiguos al mismo tiempo. El punto de encuentro del encofrado con el apoyo fue resuelto con la construcción del encofrado de éste in situ, ya que la superficie resultante proviene de las intersección de los paraboloides contiguos con un cilindro (Figura 6). El encofrado completo del cilindro fue ejecutado en una primera fase, colocándolo, posteriormente, sobre el cimbrado. Al mismo tiempo, la madera del cilindro y del encofrado fueron recortados para encajar sin problemas. Después de finalizar uno de los dos primeros lóbulos, se realizó una plantilla para construir el resto de uniones entre el encofrado y el apoyo.

Para realizar el encofrado completo de dos lóbulos se utilizaron 15 días. Después, este rendimiento fue mejorado y se completó el encofrado en su totalidad en solo un mes y medio. La Figura 7 muestra el encofrado una vez terminado. La protección de la madera se implemento usando esteras humede-

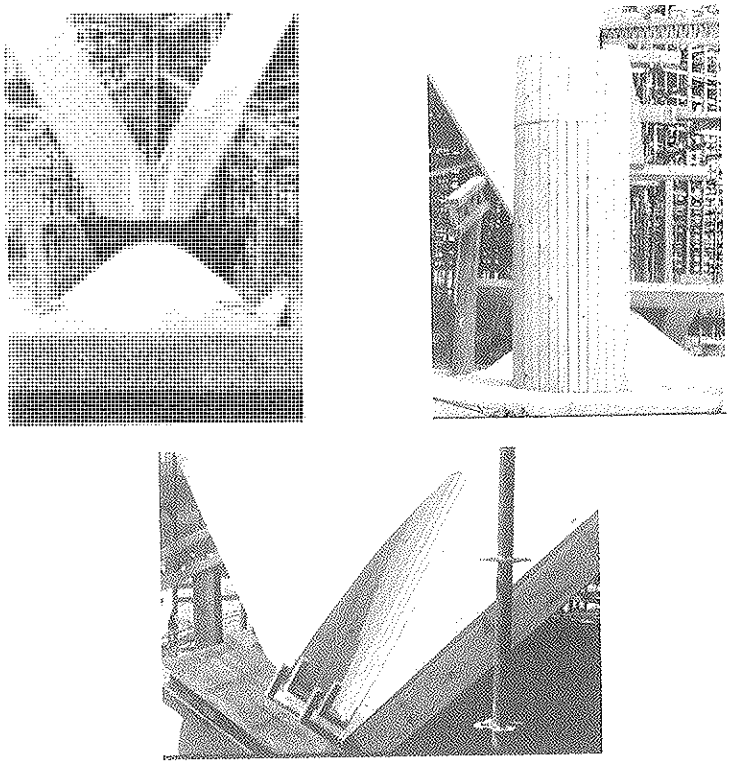


Figura 6. Apoyo de la cubierta.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

cidas con aspersores de agua. El deseconfrante utilizado fue Rheofinix 211 de Bettor.

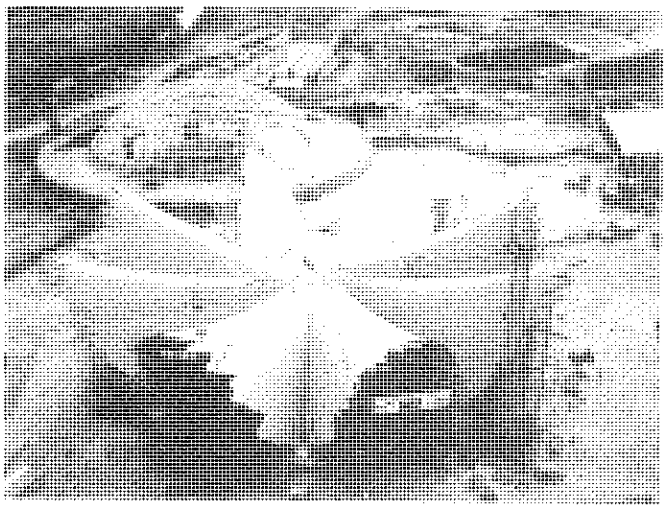


Figura 7. Encofrado de la cubierta JChypar.

### 3.2.3. *Armado de la cubierta*

En agosto de 2000 se empezó la colocación del armado. La armadura de los nervios se realizo a pie de obra, su armado principal, elevándolo y colocándolo en cada nervio posteriormente, alcanzando un rendimiento de una semana por nervio. El proceso de instalación y colocación de los nervios fue de uno a uno. Se colocó además refuerzos en los nervios mediante armadura de montaje para reforzarlos durante el proceso de izado y colocación.

La malla de 15 x 15 cm fue hecha con barras de diámetro de 8 mm electrosoldadas (Figura 8). Tan sólo en el encuentro de los lóbulos con los nervios y, fundamentalmente, en la clave de la lámina, ésta aumentaba su cuantía de armado (Figura 9), pero el resto de la lámina tan sólo se armó con la malla definida anteriormente en su plano medio. Trabajos posteriores [5] han venido a demostrar que mucha de esta armadura se puede eliminar debido al empleo del hormigón con fibras de acero. A causa de un error de interpretación de los planos, la malla tuvo que ser desmontada. Como consecuencia, el montaje de toda la armadura de la lámina se realizó en un mes aproximadamente. Este error causó una demora de 15 días en la colocación y desmontaje de la malla, tardando tan sólo 15 días en solamente montar nuevamente la malla y los refuerzos, lo cual se tradujo en una mejora en el rendimiento de los trabajos fundamentada principalmente en la experiencia adquirida en el primer montaje de la misma.

### 3.2.4. *Apoyos*

La estructura está apoyada en 8 puntos. Cada punto fue considerado en el modelo de elementos finitos como una articulación, con restricciones de desplazamiento lateral y rotaciones libres. Esta articulación fue ejecutada usando un apoyo elastomérico tipo "Stronghold H-150", fijándolo sobre una base de hormigón de pendiente tronco cónica. En la Figura 10 se muestran los detalles de los apoyos de la cubierta JChypar.

### 3.2.5. *Proceso de hormigonado*

El proceso hormigonado comenzó en septiembre de 2000. Este proceso fue realizado por proyección de hormigón por vía seca, realizado por la empresa Hormigones Proyectados

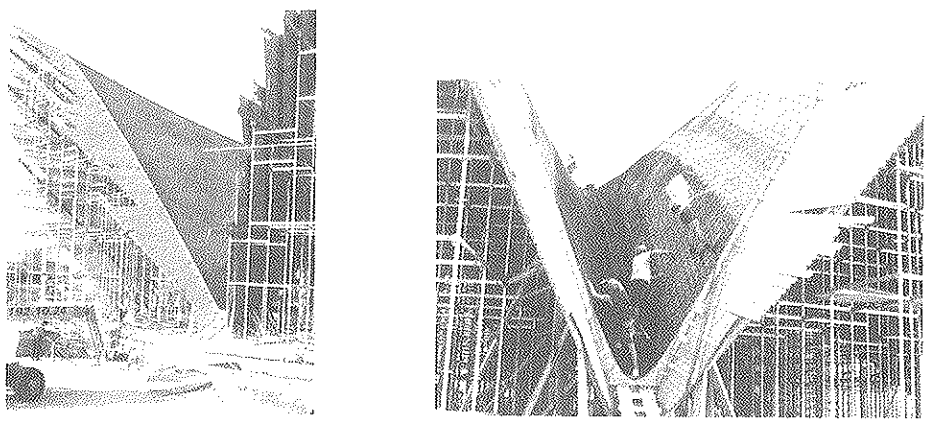


Figura 8. Armado de la lámina.

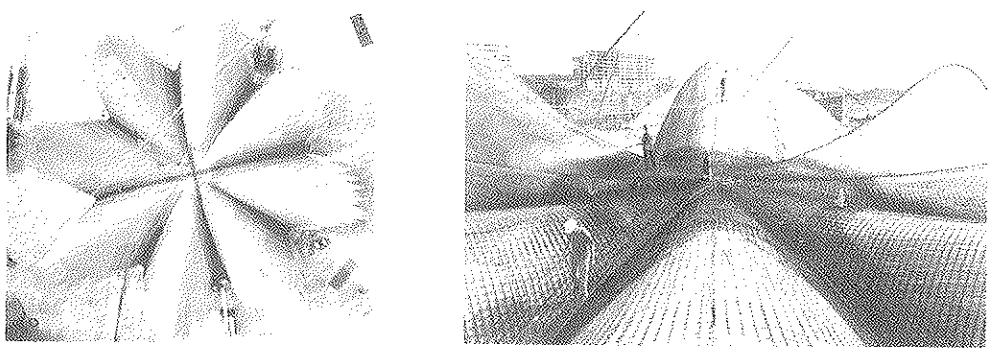


Figura 9. Refuerzos en nervios y clave.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

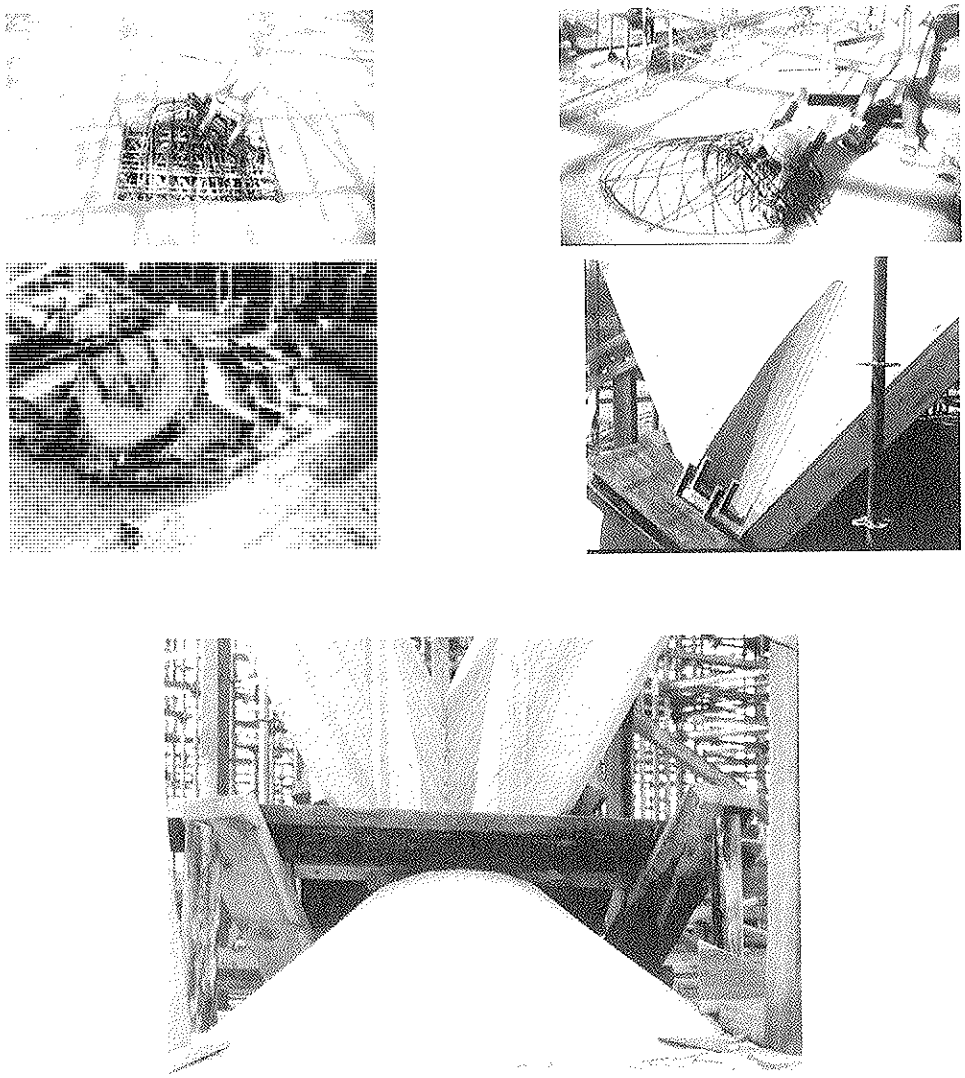


Figura 10. Detalle del apoyo de la lámina.

S.L. Para realizar esta actividad, la maquinaria, herramientas y materiales (cemento, áridos, fibras y aditivos) fueron preparados a pie de obra.

El proceso de hormigonado fue el siguiente: primeramente se hormigonó la clave de la cubierta para lograr una junta uniforme en dicha zona; seguidamente se hormigonaron los nervios (Figura 11); para posteriormente hormigonar los lóbulos. Estos últimos se realizaron dividiendo cada semi lóbulo en 6 calles o partes, ejecutando cada una de ellas desde la parte más baja del lóbulo hacia arriba. La calle ejecutada se protegía cuando se realizaba la calle superior, de este modo se realizaban por fases cada uno de los lóbulos.

Fueron necesarias 75 horas seguidas de forma ininterrumpida de hormigonado para terminar el primer lóbulo. La experiencia adquirida en este primer lóbulo, tanto en su proceso de ejecución como en la dosificación y puesta en obra del hormigón, hizo mejorar sustancialmente el rendimiento del resto de los lóbulos (Figura 13). El proceso de hormigonado concluyó dotando de forma cóncava a los nervios de la cubierta. De este modo, el hormigonado finalizó de forma completa el 19/11/00 – recordemos que esté se inició el 20/09/00.

Entre los datos más interesantes para mostrar están: el porcentaje de rechazo en la proyección del hormigonado que fue alrededor del 15% en las zonas bajas de la cubierta reduciéndose a mediada que iban ejecutándose las calles hacia arriba, llegando a ser prácticamente nulo en el eje superior de los lóbulos; la duración del hormigonado de la lámina estuvo del orden de la mitad del tiempo de construcción de toda la cubierta.

### *3.2.6. Proceso de deseconfrado*

El desenconfrado y descimbrado de la cubierta se realizó siguiendo un esquema estudiado para proceder con las comprobaciones oportunas de descenso de la lámina en puntos prefijados. De esta forma, los lóbulos fueron descimbrados como se muestra en la Figura 14, obteniendo las deformaciones de los puntos marcados. Tales deformaciones fueron insignificantes y mostraron una deformación prácticamente nula.

De este modo, se descimbro y desencofró los lóbulos, dejando apeados los nervios para ser descimbrados siguiendo el proceso mostrado en la Figura 14 desde el centro de la lámina hacia los bordes. Las deformaciones fueron, también en este caso, prácticamente nulas. Estas deformaciones nulas coincidieron con lo resultados obtenidos con el modelo numérico usado en el cálculo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

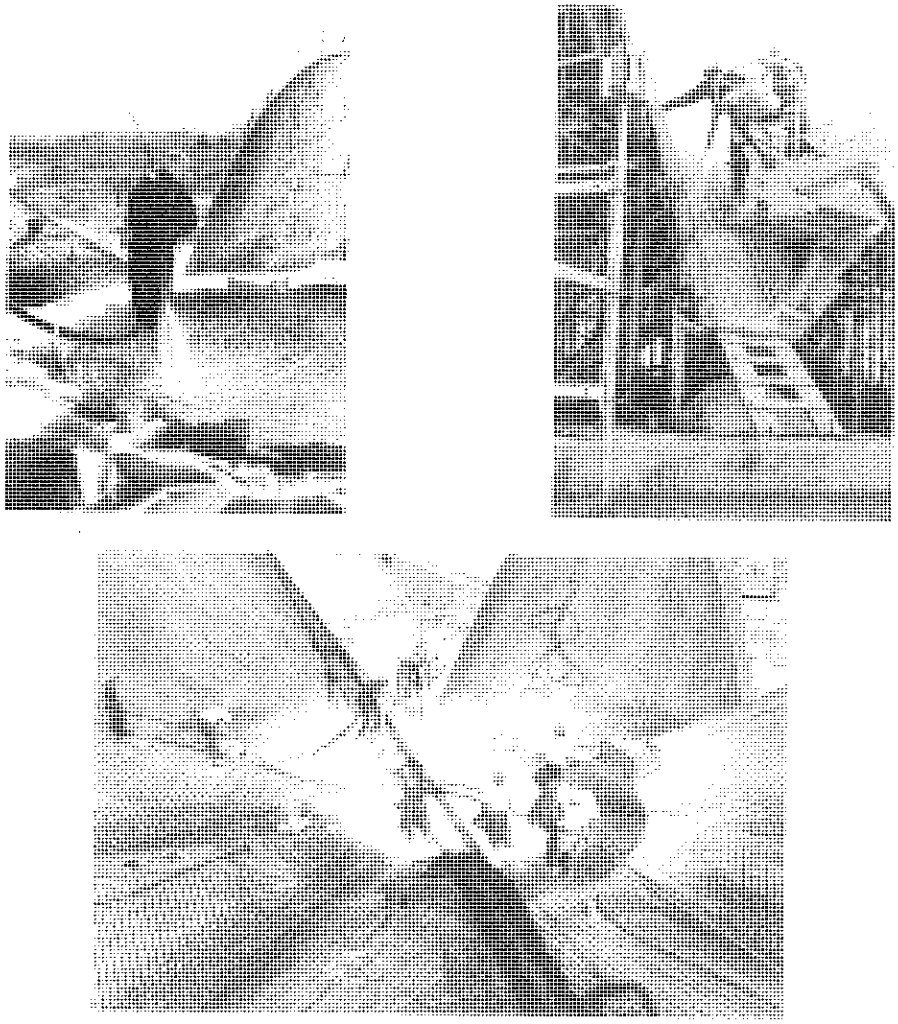


Figura 11. Hormigón proyectado de clave y nervios.



Figura 12. Hormigonado por calles de los lóbulos.

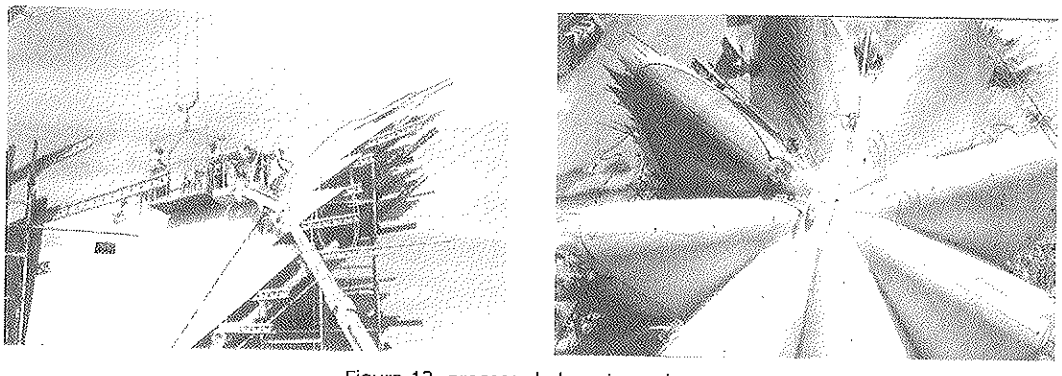


Figura 13. proceso de hormigonado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

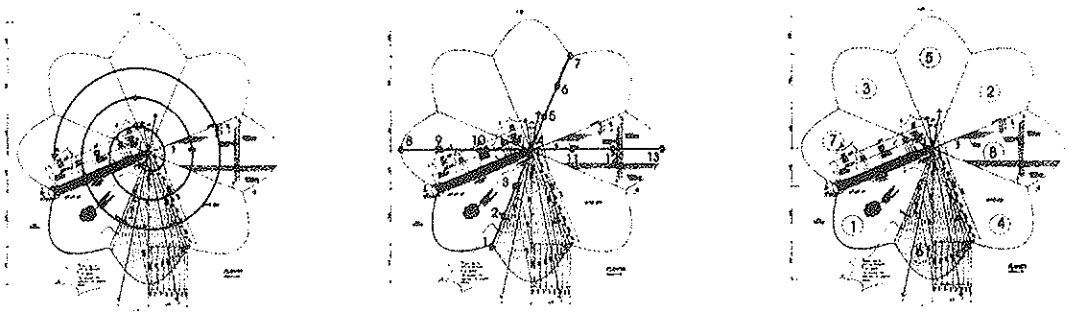


Figura 14. Proceso de deseconfrado y descimbrado.

## 4. ANÁLISIS DEL RENDIMIENTO DEL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN

La importancia de esta particular construcción fue tanto el proceso de construcción, como el cálculo y el empleo de los materiales. Estos aspectos vienen siendo estudiados en el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Valencia en los últimos años, y abre una amplia posibilidad en realización de estructuras laminares empleando hormigón reforzado con fibras de acero. En la actualidad se están desarrollando trabajos de investigación para determinar la posibilidad de la eliminación total o parcial del armado en este tipo de elementos estructurales empleando hormigón reforzado con fibras de acero.

De la cubierta que nos ocupa en el presente artículo, destacamos las diferentes actividades relacionadas con la construcción que pueden ser relevantes y singulares en relación con elementos estructurales que cubren grandes espacios. Sin duda alguna, una de las dificultades que se plantean a la hora de construir este tipo de estructuras es la inexistencia de datos o experiencias recientes similares para determinar parámetros de rendimientos que se traducen consecuentemente en costes en la ejecución de la obra. De este modo, se han estudiado tres parámetros fundamentales que pueden condicionar el rendimiento de este tipo de obras, como son el encofrado, la colocación del armado y el proceso de hormigonado de la cubierta. Si comparamos dicha ejecución con la construcción de una losa horizontal, realizada con los mismos medios, materiales y una dificultad acorde con la estudiada, se puede encontrar un parámetro denominado radio de dificultad que podrá permitir relacionar ejecuciones de laminas convencionales con este tipo de estructuras singulares. Los datos que se presentan en la Tabla 1 se han extraído de los obtenidos en la presente obra.

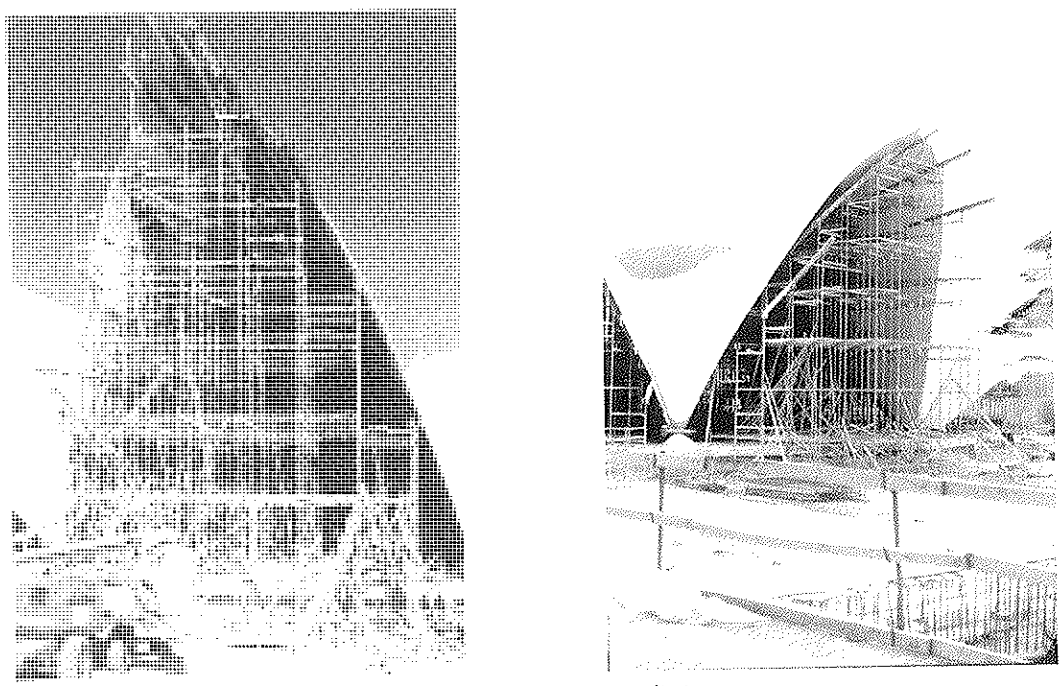


Figura 15. Descimbrado de los lóbulos.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

**Tabla 1. Rendimiento de actividades relevantes**

| Actividad | Rendimiento típico | Rendimiento alcanzado | Radio de dificultad |
|---|---|---|---|
| Encofrado (h/m2) | 1.55 | 3.81 | 2.46 |
| Colocación armado (h/kg) | 0.02 | 0.079 | 3.93 |
| Hormigonado (h/m$^3$) | 1.33 | 2.09 | 1.57 |

## 5. CONCLUSIÓN

El desarrollo del presente proyecto manifiesta la gran fuerza expresiva de estas estructuras (Figura 16). La conjunción entre la sencillez y el diseño arquitectónico no forzado, coherente con su respuesta estructural, hacen de estas estructuras soluciones adecuadas para el binomio estética-estructura, rescatando, de este modo, un elemento arquitectónico forzadamente olvidado por los costosos procesos constructivos y el empleo de un material no suficientemente adecuado. Con la construcción de la JChypar se ha introducido un nuevo método constructivo y una nueva tecnología en el uso de materiales clásicos, que añaden más contenido y significado a la construcción de estructuras laminares que, como dijo E. Ramm, constituyen "*la Primadonna de las Estructuras*".

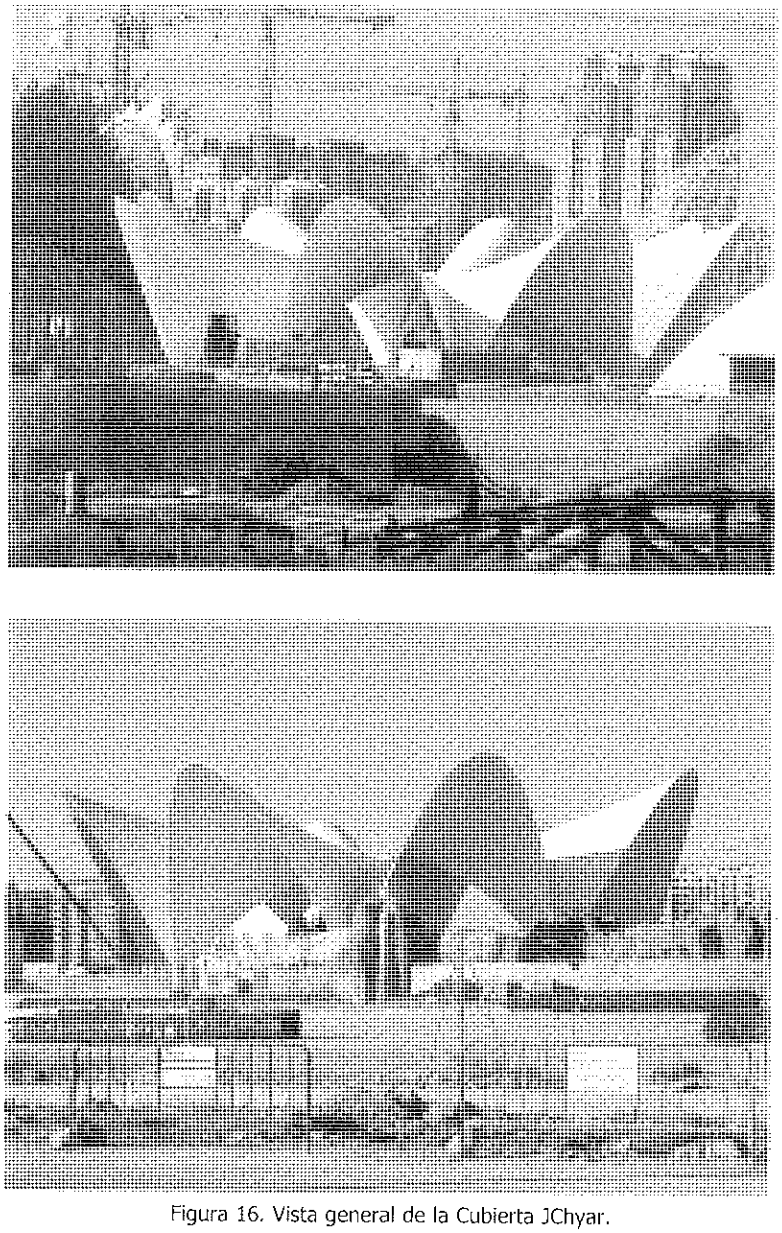


Figura 16. Vista general de la Cubierta JChyar.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

## 6. AGRADECIMIENTOS

Deseamos agradecer a las siguientes personas y entidades:

- Muy Honorable Sr. D. José Luis Olivas. Presidente de la Generalitat Valenciana.
- Magnífico Sr. Justo Nieto Nieto. Rector de la universidad Politécnica de Valencia.
- Sra. Dña. Maria del Pilar García-Argüelles. Directora General de Ciudad de las Artes y las Ciencias.
- Sr. D. José Luis Serna Clares. Director General de Régimen Económico de la Consellería de Cultura de la Generalitat Valenciana.
- Sr. D. José Luis Pérez Maeso, Subdirector de Construcción de NECSO.
- D. Fernando Conesa Cegarra. Jefe de Sección del Centro de Transferencia de Tecnología de la UPV.
- Dña. Amparo Mateu Arce. CTT de la UPV.
- Prof. Dr Ken'ichi Kawaguchi. Institute of Industrial Science, Universidad de Tokio.
- CM Arquitectura, Ingeniería, Urbanismo y Medio Ambiente S.L.
- PREVALESA.
- HORMIGONES PROYECTADOS S.L.
- CEMENTOS LAFARGE ASLAND.
- DRAMIX.

## REFERENCIAS

1. Domingo, A.; Lázaro, C.; Serna, P.; "The Aesthetic of Visual Structures"; Towards a Better Built Environment – Innovation, Sustainability, Information Technology; IASBSE Symposium Melbourne 2002; Vol. 86; 2002.

2. Domingo A., Lázaro C., Serna P., "Design of a thin shell steel fiber reinforced concrete hypar roof", Shell and Spatial Structures: from recent past to the next millenium, CEDES 1999, pp 169-179.

3. Domingo, A.; Lázaro, C.; Serna, P.; "Use of steel fiber reinforced concrete in thin shell structures: evaluation of fiber performance through testing of shell specimens"; Computational methods; Atenas, Grecia; 2000.

4. Domingo, A.; Lázaro, C.; Serna, P.; "Using a Postfailure Stress-Displacement Material Model for SFRC Shells - Evaluation Through Testing of Shell Specimens"; IASS International Symposium on Theory, Design and Realization of Shell and Spatial Structures 2001, Nagoya; Japón.

5. Domingo, A.; "Estudio del Comportamiento del Hormigón con Fibras de Acero en Elementos Laminares de Pequeño Espesor y su Comportamiento Post-Fisuración"; Tesis Doctoral dirigida por el Prof. Dr. Pedro Serna Ros; Universidad Politécnica de Valencia; 2002.

6. Rossi, P.; "Steel fiber reinforced concrete (SFRC): An example of french research"; ACI Material Journal, American Concrete Institute, vol. 91, nº3; 1994.

7. ACI 544. 1R-82, "State of art Report on Fiber Reinforced Concrete", Concrete International, May 1982.

8. Dramix Guidelines, "Steel fiber reinforced concrete structures with or without ordinary reinforcement", Infrastructuur in het Leefmilieu, vol 4, 1995, pp 227-239.

9. ACI 506 1R-98, ACI, Committee Report on Fiber Reinforce Shotcrete



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Obras con hormigones con fibras

## *Jobs with concrete and fibres*

**Julio César Rossi Pérez**
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Industrias del Ubierna, S.A. - BEKAERT

**RESUMEN**

En España, desde el año 1982 se comenzó a promover y a utilizar las fibras en general y las de acero en particular. Los avances tecnológicos como la investigación de los últimos años, han permitido realizar obras en distintas aplicaciones quedando aún muchas posibilidades futuras.

Esta presentación consta de dos partes, la primera son unas breves, pero importantes consideraciones, a tener en cuenta, sobre las fibras de acero, respecto a su esbeltez (l/d),resistencia a tracción ($R_a$) y forma, para determinar una dosificación mínima. En la segunda, se han considerado algunas de las obras más representativas de las distintas aplicaciones realizadas en la Comunidad Europea que está en la vanguardia mundial de estas aplicaciones.

*SUMMARY*

*Since 1982, the fibres in general and the steel fibres in particular have been started to be promoted and used in Spain. The technological advances, as the research during the last years, have made it possible the use of different applications, and a lot of futures possibilities are still opened.*

*This presentation is splitted in two parts, the first one are brief but important considerations about steel fibres to take into acccount, as aspect-ratio, fibre tensile strenght and shape to determine a minimum dosage. The second part, takes into account some of the most representative works of different applications done in the European Community, which it is in the worldwhile vanguard of this matter.*

## CONSIDERACIONES PREVIAS SOBRE FIBRAS DE ACERO

La propiedad más importante y que caracteriza a los hormigones armados con fibras de acero es la tenacidad o ductilidad o capacidad de absorción de energía.

La Tenacidad, se mide mediante ensayos de Viga, y con lo que se determina la Resistencia Equivalente a Flexión, con la que se puede calcular, y la absorción de energía mediante el ensayo de placa (EFNARC).

La Resistencia Final , es decir la Resistencia Equivalente a Flexión, $F_{fetm,eq.300}$ ó $F_{fetm,eq.150}$, que se obtenga con las fibras de acero es el resultado de tres ( 3) factores fundamentales:

a) **Aspecto o Esbeltez** : $l_f/d_f$, mientras mayor es, menores serán las dosificaciones a utilizar. Se recomienda no utilizar aspectos inferiores a 45.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

b) **Resistencia a Tracción del Acero**: para fibras con bajo porcentaje en carbono, se obtendrá mejores resultados, si la Resistencia a Tracción es mayor a 1.000 N/mm², para hormigones normales $R_c$ 20 MPa a 50 MPa. Y ≥ 2000 N/mm² para hormigones de alta resistencia $R_c$ > 60 MPa.

c) **Forma**: Se obtienen mejores resultados con fibras trefiladas de sección circular (diámetro nominal) y conformadas. En el caso de no ser circular, se deberá calcular el diámetro equivalente y posteriormente calcular la esbeltez.

Fibras encoladas: Con ello, se evita introducir erizos en el hormigón y se obtiene una distribución más homogénea y uniforme.(menor dispersión de resultados).

Partiendo de un ensayo a flexión, de una viga armada con fibras de acero, el diagrama de Tensión deformación que tenemos es:

## 1) ENSAYO A FLEXIÓN - DIAGRAMA TENSIÓN — DEFORMACION DE LAS FIBRAS

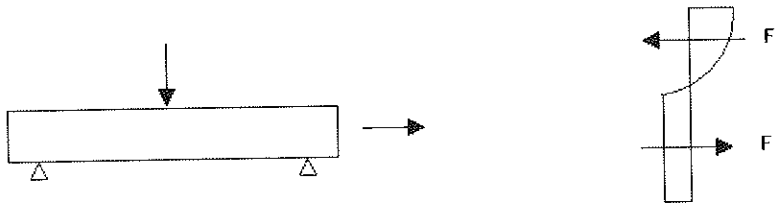



Figura 1

## 2) TRANSFERENCIA DE LA CARGA F A LAS FIBRAS DE ACERO

La carga F debe ser soportada por las fibras, entonces:

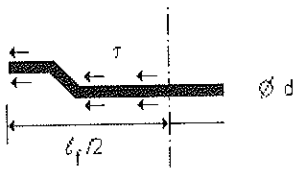



Figura 2

F = n . (π . d) x $\ell_{fadh}$ x τ

n = número de fibras

d = diámetro de la fibra = $d_f$

$l_{fadh}$ = longitud de adherencia

$\ell_{fadh,\ max} = l_f/2$

$\ell_{fadh,\ min} = 0$

$\ell_{fadh,\ media} = (l_f/2 + 0) \approx \ell_f/4$

$\ell_f$ = longitud de la fibra

t = adherencia hormigón - fibra

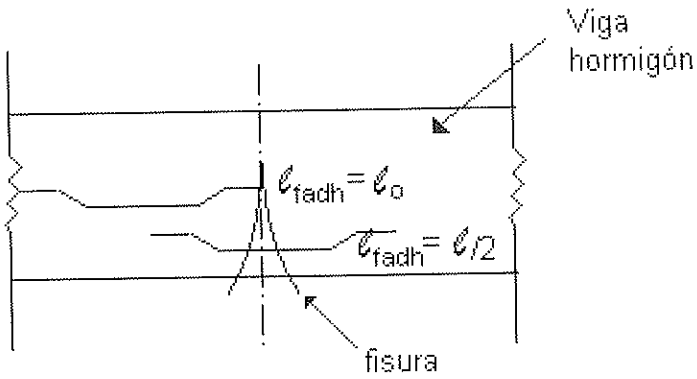



Figura 3

**Número de fibras**

n = dosificación de fibras (kg/m³) x número de fibras por kg.

$$= Q \times \frac{1}{\frac{\pi d f^2}{4}} \cdot \ell_f \cdot \gamma_{ac}$$

$\gamma$ = peso específico del acero 7.850 kg/m³. Remplazando en la fórmula

$$F = Q \cdot \frac{1}{\frac{\pi d^2 f}{4} x \ell \cdot \gamma_{ac}} \cdot \left(\pi d_f\right) \cdot \frac{\ell_f}{4} \cdot \tau$$ Despejando



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

$$F = Q \cdot \frac{1}{d_f} \cdot \tau$$

Esta fórmula nos dice que cuando el diámetro se incrementa hay que subir la dosificación (Q) para poder transferir el mismo esfuerzo (F) a las fibras.

Así: para fibras de diámetro 0,75 mm y 1,00 mm tenemos:

$$F = Q\,0{,}75 \cdot \frac{1}{0{,}75} \cdot \tau = Q\,1{,}0 \cdot \frac{1}{1} \cdot \tau$$

Despejando las cantidades de fibras tenemos:

$$Q\,1{,}0 \cdot \frac{Q_{0,75}}{0{,}75} = \frac{4}{3} \cdot Q_{0,75}$$

Esto nos indica que hay que añadir un tercio más de fibras de 1 mm de diámetro ($Q_{1,0}$) que de la fibra de 0,75 mm ($Q_{0,75}$) o cuando se añade 30 kg/m$^3$ de RC 80/60 BN hace falta de (4/3 · 30) o 40 kg/m$^3$ de la fibra 50/1.0.

## 3) EFECTO DE REFUERZO DE LA FIBRA

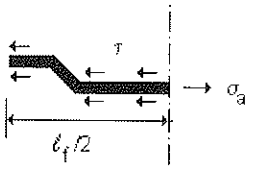



Figura 4

$$\sigma_{a,max} \cdot \frac{\pi d^2}{4} = (\pi d) \cdot \frac{\ell_f}{2} \cdot \tau \max$$

$\sigma_{a,\,max}$ = tracción máxima en una fibra de acero

$$\sigma_{a,max} = \tau_{max} \cdot \frac{\ell_f}{d_f} \cdot 2$$

Para un diámetro determinado, la tensión de la fibra ($\sigma_a$) aumenta al incrementar la longitud, utilizando mejor la resistencia que aporta la fibra.

En definitiva es recomendable que la longitud y el anclaje (conformado), de la fibra sean tales que permita el deslizamiento de las mismas sin alcanzar la rotura.

## 4) LONGITUD DE LA FIBRA

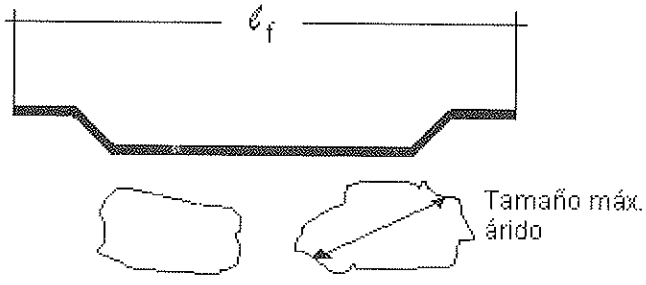



Figura 5

$\ell_f \geq$ 3 x tamaño máximo de los áridos

para áridos de 20 mm ——————> $\mathbf{l_f \geq 60\ mm}$



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

## 5) CUANTÍA MINIMA DE FIBRAS - DISTRIBUCIÓN HOMOGENEA

El concepto de cuantía mínima está basado sobre la teoría de McKee. Esta teoría está basada sólo basada en la relación $\lambda = L/D$ (longitud/diámetro= aspecto ó esbeltez) y la distancia entre fibras, efecto red. No tiene en cuenta la resistencia a tracción de las fibras, ni la forma de las mismas, factores que influyen en la resistencia final a flexión.

Longitud de la fibra de acero = $\ell_f = (s^2 + 2s^2)^{1/2} = s(3)^{1/2}$ mm

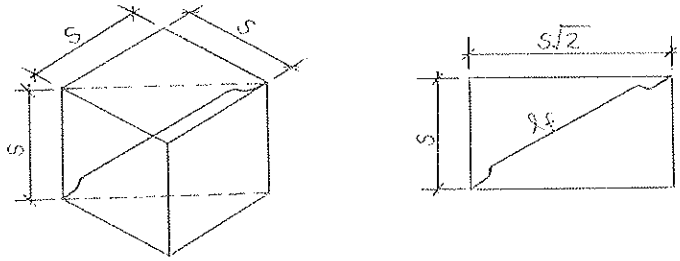



Figura 6

Donde, $s = \ell_f/(3)^{1/2} = 0.58\ \ell_f$ mm ——— (1)

Arista del cubo de hormigón que está disponble por fibra = s mm

Un 1 m$^3$ de hormigón, tendrá un número "n" de cubos, los cuales serán iguales al número de fibras de acero en el volumen total.

Con el fin de garantizar una sobreposición ('empalme') suficiente de fibras,

$s < 0.414\ \ell_f$ mm ——— (2)

Coeficiente de seguridad – (1)/(2) = 1,4

$s < 0.387\ \ell_f$ mm ——— (3)

Coeficiente de seguridad – (1)/(3) = 1,5

No obstante, para asegurar una mejor sobreposición de las fibras,

$s < 0.35\ \ell_f$ mm ——— (4)

Coeficiente de seguridad – (1)/(4) = 1,66

La distancia entre dos fibras, s = (volumen total/n)$^{1/3}$ mm

Por lo tanto, para 1 m$^3$ de GRFA, s = (1/n)$^{1/3}$ mm

Así, para $s < 0.414\ \ell_f$ mm, $n = 1/(0.414\ \ell_f)^3$ ; para $s < 0.387\ \ell_f$ mm, $n = 1/(0.387\ \ell_f)^3$ y para $s < 0.35\ \ell_f$ mm, $n = 1/(0.35\ \ell_f)^3$

Peso específico del acero = 7850 kg/m$^3$

Volumen de 1 fibra = $(\pi d_f^2\ \ell_f)/4$ mm$^3$

Diámetro de la fibra de acero = $d_f$ mm

Así tenemos que el número de fibras de acero en 1 kg de fibras de acero = $4/(\pi d_f^2\ \ell_f)7850$

Por consiguiente, la dosificación mínima de fibras de acero por m$^3$ de GRFA = (número de fibras en el volumen total) / (número de fibras en 1 kg de fibras de acero)

Para $s < 0.414\ \ell_f$ mm, la dosificación mínima de fibras de acero por m$^3$ de GRFA =

$[1/(0.414\ \ell_f)^3]/[4/(\pi d_f^2\ \ell_f)7850]$

$= 86.888\ d_f^2/\ l_f^2$

$= 86.888/\lambda^2$ kg

Para $s < 0.387 l_f$ mm, la dosificación mínima de fibras de acero por m$^3$ de GRFA =

$[1/(0.387\ \ell l_f)^3]/[4/(\pi d_f^2\ \ell_f)7850]$

$= 106372\ d_f^2/\ \ell_f^2$

$= 106372/\lambda^2$ kg



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Para $s < 0.35\ \ell_f$ mm, la dosificación mínima de fibras de acero por m$^3$ de GRFA = $[1/(0.35\ \ell_f)^3]/[4/(\pi d_f^2\ \ell_f)7850]$

$= 143799/\lambda^2$ kg

Esbeltez (relación longitud / diámetro) de la fibra de acero $\lambda = \ell_f/d_f$

Dosificación mínima de fibras de acero basado en la esbeltez y espaciamiento de las fibras de acero.

| **Esbeltez $l_f/d_f$** | **45** | **50** | **55** | **60** | **65** | **70** | **75** | **80** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dosif. Mín. (con coef. Seg. 1,40), kg/m$^3$ | 43 | 35 | 29 | 24 | 20 | 18 | 15 | 14 |
| Dosif. Mín. (con coef. Seg. 1,50) , kg/m$^3$ | 53 | 43 | 35 | 30 | 25 | 22 | 19 | 17 |
| Dosif. Mín. (con coef. Seg. 1,66), kg/m$^3$ | 71 | 58 | 48 | 40 | 34 | 29 | 26 | 23 |

Observaciones:

1. Las dosificaciones recomendaciones citadas arriba no son valores fijos.
2. El proyectista puede en cualquier momento optar por un espaciamiento más denso de fibras de acero (por ej.: 0.32 $\ell_f$) resultando un coeficiente de segurridad más elevado (1,8) para el material.
3. Bekaert utiliza normalmente $s < 0.387\ \ell_f$ mm para aplicaciones no estructurales y $s < 0.35\ \ell_f$ mm para aplicaciones estructurales. La consideración de la exigencia del espaciamiento de las fibras asegura que habrá una mejoría importante en el control de la longitud de las fisuras en el hormigón con fibras comparado con el hormigón reforzado con malla.
4. La decisión final sobre la dosificación de fibras a utilizar será determinada por las exigencias de ductilidad pretendida. Se recomienda no obstante, confirmar estos valores mediante ensayos. (de viga, de placa, fisuración por retracción, etc).

A modo de ejemplo:



Figura 7

$$s = \sqrt[3]{\frac{\pi d_f^2 \ell_f}{rQ}} \leq 0{,}35\ell_f$$

f

para la fibra RC 80/60 BN $\ell_f = 60$ mm

$(\ell_f/d_f = 80)$ $d_f = 0{,}75$ mm

$Q \geq 23$ kg/m$^3$

fibra 5/1,00 $\ell_f = 50$ mm

$(\ell_f/d_f = 50)$ $d_f = 1{,}00$ mm

$Q \geq 59$ kg/m$^3$



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

## 6) HORMIGON DE ALTA RESISTENCIA

Consideramos hormigones de alta resistencia cuando la resistencia a compresión es > 60 MPa)

$$\sigma_s = 2 \cdot \frac{\ell_f}{d_f} \cdot \tau$$

Con un hormigón de alta resistencia sube también $\tau$ (adherencia), entonces para fibras de aspecto ó esbeltez alto (ej. $\ell_f/d_f$ = 80) aumenta también $\sigma_a$ y se acerca a la resistencia del acero ($R_a$) de las fibras con bajo porcentaje de carbono $R_a$ > 1.000 N/mm$^2$, que son las más utilizadas.

Para evitar que se rompa la fibra ($\sigma_a > R_a$), entonces hay que utilizar fibras de acero de alta resistencia ( $R_a$ > 2000 N/mm$^2$).

Bajar el aspecto de la fibra no es la opción que se debe escoger, puesto que:

- Un DIÁMETRO MAYOR hace INCREMENTAR la dosificación.
- Una LONGITUD MENOR no se tiene una red que cubra todos los áridos y utilizando McKee observamos que se necesita una MAYOR DOSIFICACIÓN.

La única opción lógica, es que con un hormigón de alta resistencia, (mejor calidad del hormigón), hace falta una fibra de alta resistencia (mejor calidad de acero).

Cuadro comparativo de fibras de acero trefiladas, con bajo porcentaje de carbono $R_a$ > 1000 N/mm$^2$ y conformadas

HORMIGON REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO

| | | | | ANCLAJE | | RED | | ADHERENCIA | | McKEE |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| FIBRA | Long. (mm) | Diam. (mm) | l/d Esbeltez | Nb fibras/10 kg | % vs mejor | Long. /10kg (m) | % vs mejor | Superficie Espec. (dm²/10 kg) | % vs mejor | Dosif. Min. (kg/m³) |
| | | | | | | | | | | Coef. Seg. 1,66 |
| RC80/60BN | 60 | 0.75 | 80 | 48.058 | 0% | 2884 | 0% | 679 | 0% | 23 |
| RC65/60BN | 60 | 0.90 | 67 | 33.374 | -31% | 2002 | -31% | 566 | -17% | 32 |
| RL45/50BN | 50 | 1.05 | 48 | 29.424 | -39% | 1471 | -49% | 485 | -29% | 63 |
| H50/1,00 | 50 | 1.00 | 50 | 32.439 | -33% | 1622 | -44% | 510 | -25% | 58 |

GUNITA REFORZADA CON FIBRAS DE ACERO

| | | | | ANCLAJE | | RED | | ADHERENCIA | | McKEE |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| FIBRA | Long. (mm) | Diam. (mm) | l/d Esbeltez | Nb fibras/10 kg | % vs mejor | Long. /10kg (m) | % vs mejor | Superficie Espec. (dm²/10 kg) | % vs mejor | Dosif. Min. (kg/m³) |
| | | | | | | | | | | Coef. Seg. 1,40 |
| RC65/35BN | 35 | 0.55 | 64 | 15320 | -145 | 536200 | 0% | 93 | 0% | 20 |
| ZP 305 | 30 | 0.55 | 55 | 17873 | -0% | 536190 | -1% | 93 | 0% | 29 |
| ZP 306 | 30 | 0.62 | 48 | 14065 | -21% | 421950 | -21% | 82 | -12% | 38 |
| RL 45/35 BN | 35 | 0.75 | 47 | 8239 | -54% | 288365 | -46% | 68 | -27% | 40 |
| H30/0,70 | 30 | 0.75 | 40 | 9612 | -46% | 288360 | -46% | 68 | -27% | 51 |

$$N_b = \frac{1}{\frac{\pi d^2}{4} \cdot \ell \cdot \gamma_{ac}} \qquad \text{Long. Red} = \frac{N_b \cdot \ell_f}{10} \qquad \text{Adh.} = \frac{\pi \cdot D \cdot \ell_f \cdot N_b}{10}$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

## CROQUIS DE LA PRESENTACION DE OBRAS CON HORMIGONES CON FIBRAS

1. PAVIMENTOS
   - 1.1. Industriales:
     - 1.1.1. Tradicionales con fibras.
     - 1.1.2. Sin Juntas.
   - 1.2. Especiales:
     - 1.2.1. Puertos.
     - 1.2.2. Ejército.

2. TÚNELES
   - 2.1. *Gunita.*
     - 2.1.1. Ferrocarriles Metropolitanos. Metro Bilbao.
     - 2.1.2. Ferroviarios: Ave. T. .Paracuellos. Aragón.
     - 2.1.3. Carreteros: T. Somport. Aragón.
     - 2.1.4. Minas : Hullera Vasco Leonesa. León
   - 2.2. *Revestimiento Final.*
     - 2.2.1 Hidráulico: T. Canal Navarra.
   - 2.3. *Dovelas:*
     - 2.3.1. Metropolitano: Nápoles Italia
     - 2.3.2. Ferroviario: T. Oenzberg. Suiza.
       - 2.3.2.1 CTRL 2 – U.K.
     - 2.3.3. Hidráulico: T.Esperanza – Ecuador.
       - 2.3.3.1 T. Canal de Navarra.
     - 2.3.4. Tpte. Gas: T. Soremberg. Suiza.
     - 2.3.5. Tpte. Maletas: Headrow baggage Tunnel.U.K.

3. OTRA APLICACIONES
   - 3.1. Viga placa para paso Trenes: Medina del Campo. AVE. BB.
   - 3.2. Fundaciones viviendas unifamiliares. Francia
   - 3.3. Capas de compresión. Francia.
   - 3.4. Bóvedas. Parque Oceanográfico.Valencia.

# OBRAS CON HORMIGONES CON FIBRAS

## 1. PAVIMENTOS

### 1.1 Industriales

*1.1.1 Tradicionales con fibras de acero*

En el año 2001 se construye la nueva factoría de Mercedes Benz en Vitoria, realizándose un pavimento tradicional reforzado con fibras de acero. La ingeniería fue Idom.

La superficie total de dicho pavimento es de 100.000 $m^2$, siendo el espesor de 18 cm. El tipo de hormigón que se utiliza es C 25/30 y se refuerza con fibras de acero Dramix® RC 80/60 BN, siendo la dosificación de 25 kg./$m^3$.

La distancia máxima entre las juntas de retracción fueron de 8 m x 8 m y entre juntas de trabajo de 30 m x 30 m. Finalmente se aplicó como capa de rodadura una resina autonivelante. El aplicador fue Zikotz.

*1.1.2 Sin Juntas de retracción*

En el año 2001, se construye un pavimento de hormigón reforzado con fibras de acero, sin juntas de retracción, para el Centro de Distribución de Alimentación de Tengelman (abastece a los supermercados Plus), en Sevilla. La ingeniería fue Heymo.

La superficie total del pavimento es de 40.000 $m^2$ y de un espesor de 20 cm El tipo de hormigón que se utiliza es

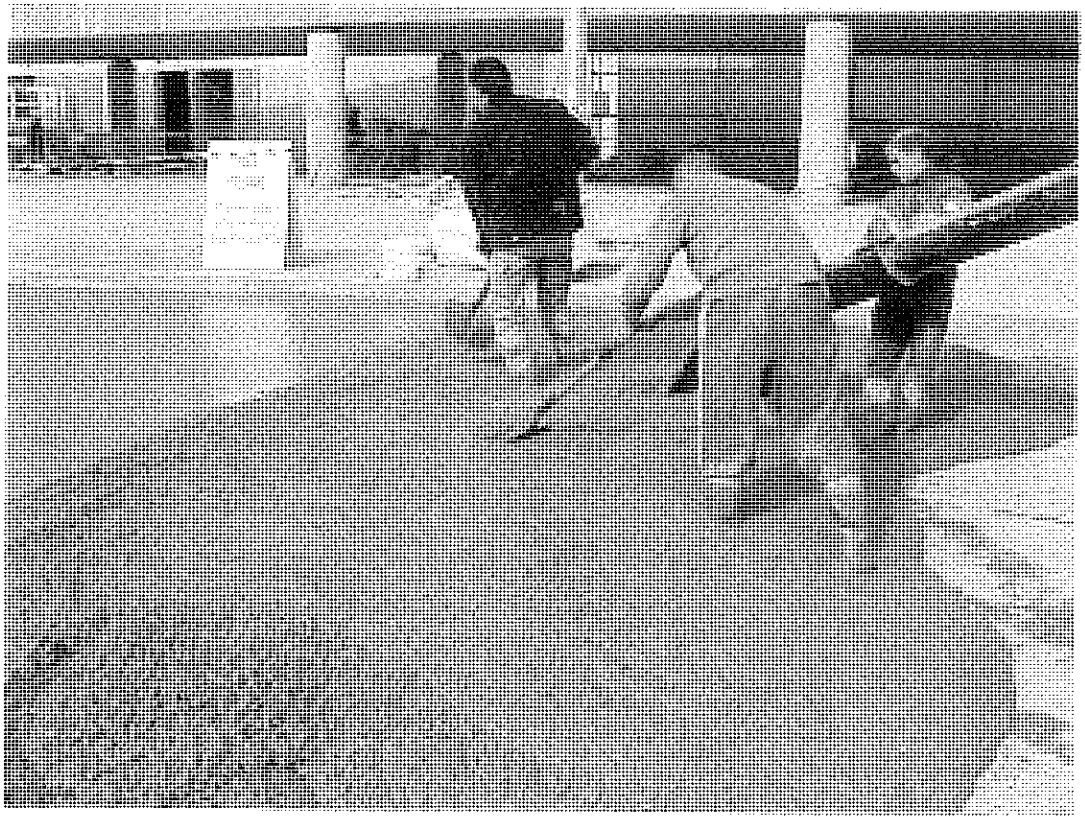


Foto1. Pavimento Tradicional armado con fibras de acero.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

C 25/30 y se refuerza con fibras de acero Dramix® RC 80/60 BN, de 60 mm de longitud y 0,75 mm de diámetro. La dosificación de las fibras en el hormigón es de 35 kg./m$^3$.

Tal como se ha indicado, no hay juntas de retracción y la distancia entre juntas de trabajo es de 36 m x 36 m

La capa de rodadura se hace a base de espolvoreo de cuarzo - cemento, 4 - 5 kg./m$^2$ fratasado y pulido. El aplicador fue la empresa Suesco.

## 1.2. Especiales

### *1.2.1 Pavimento para Puertos. Muelles de contenedores*

Las fuertes cargas e impactos que se producen en los pavimentos en la zona de manejo de los contenedores de carga y descarga de buques hace que este tipo de hormigones sean muy aptos para estos pavimentos.

En el año 1986 se instala el primer operador de contenedores en el Muelle del Navío, puerto de Algeciras.



Foto 2. Pavimento sin juntas.

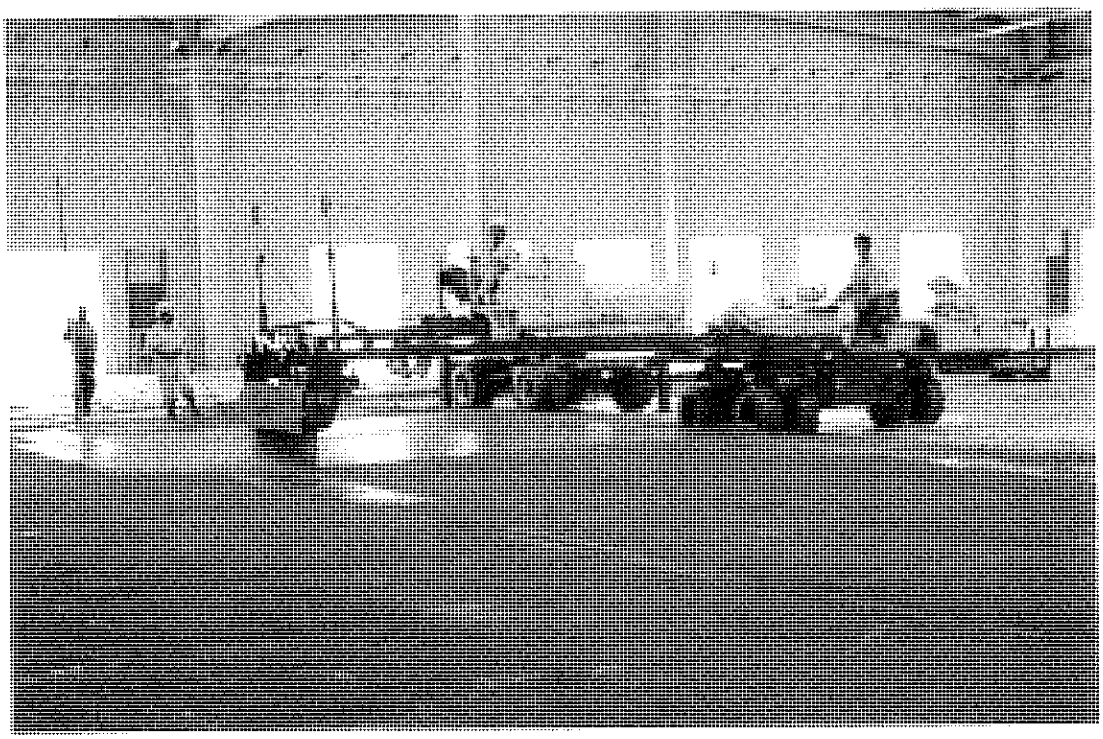


Foto 3. Pavimento sin juntas.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

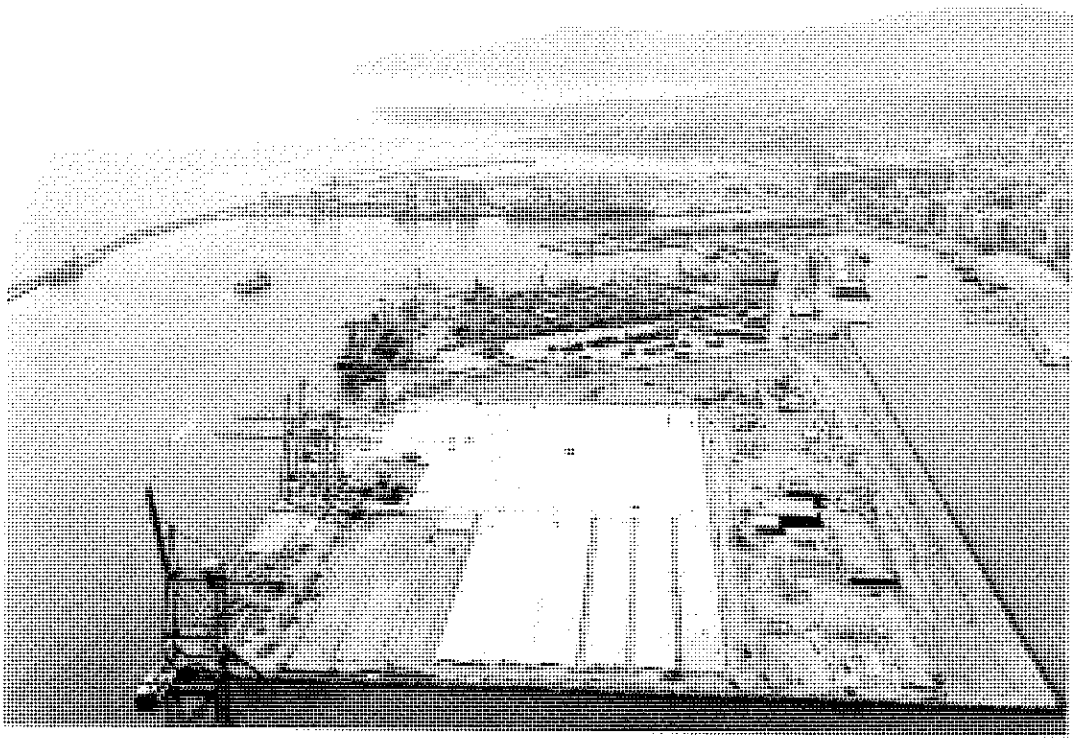


Foto 4. Pavimento Puerto de Algeciras.

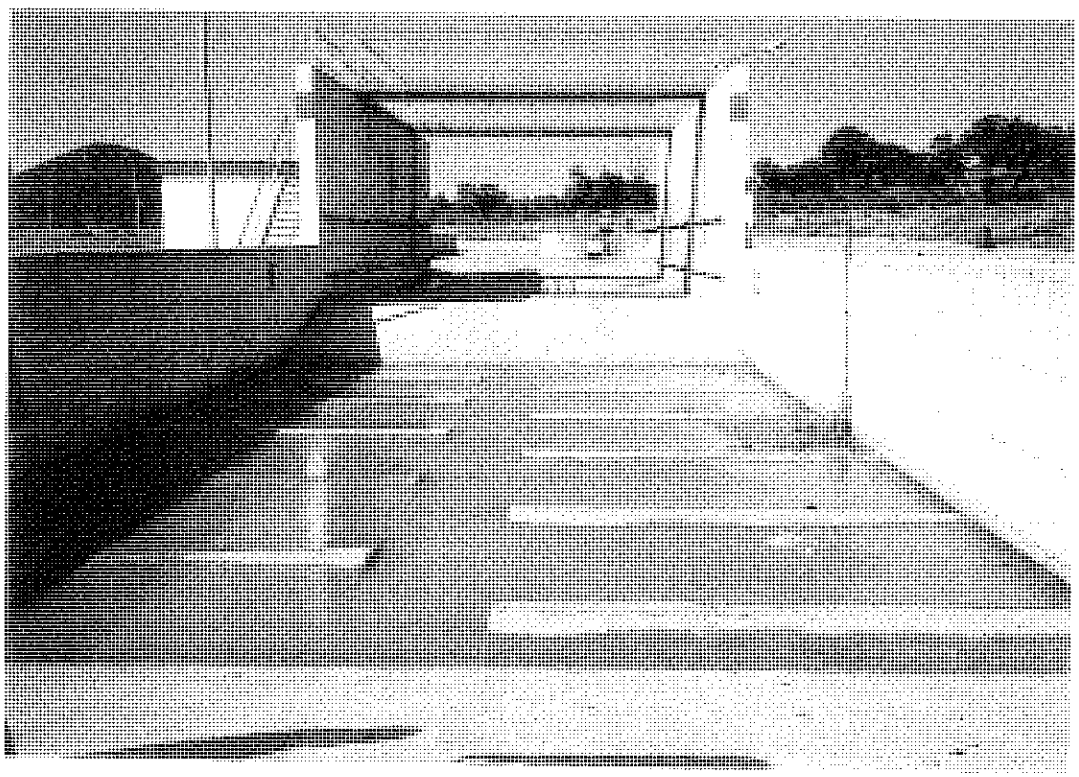


Foto 5. Balsa de lavadero de carros. Cerro Muriano.

En ese mismo año la Autoridad Portuaria realiza el primer hormigón reforzado con fibras de acero, 40.000 $m^2$ de 25 cm de espesor con 35 kg./$m^3$ de las fibras DRAMIX® ZC 60/0,80.

En 1994, se diseña un nuevo pavimento de una superficie de 200.000 $m^2$, constituyéndose en la mayor referencia mundial en este tipo de pavimentación. La construcción de este pavimento duró cinco meses.

La sección tipo de este pavimento consiste en 30 cm de hormigón HP-35 con 35 kg./$m^3$ de fibras DRAMIX® ZC 60/80 (long: 60 mm, dia. 80 mm); una sub-base de 15 cm de zahorra artificial y el resto hasta la cota de relleno era de material granular.

Las cargas máximas que soportan estos pavimentos son a) transteiners (4 ruedas) incluido peso propio y del contenedor desde 57 t sin viento hasta 63 t en operación; b) contenedores



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

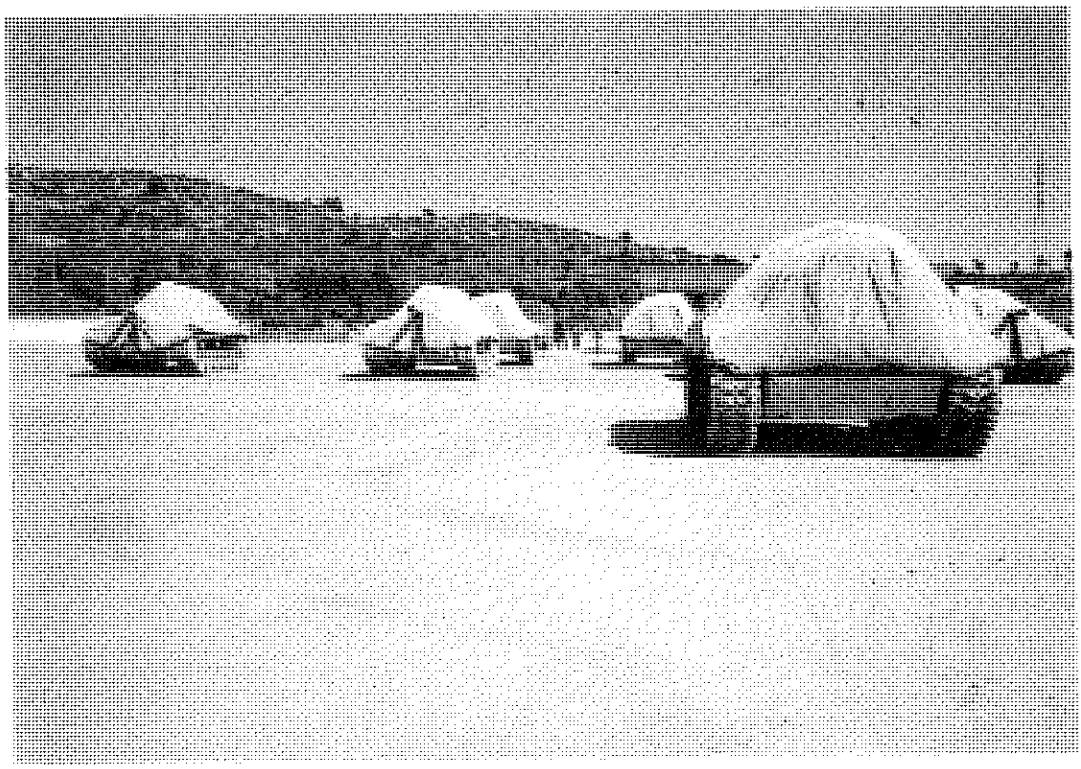


Foto 6. Estado actual del pavimento. Cerro Muriano.

de 20 y 40 pies cuyos pesos van de 24 t a 32,5 t respectivamente. Se pueden almacenar hasta 4 contenedores en altura.

En año 1995, fecha en que se puso en servicio dicho pavimento, pasaron por dicho puerto más de 1.100.000 contenedores, siendo por su reputación el primero de España y superando a los puertos importantes del Mediterráneo.

El muelle de Isla Verde, de unos 100.000 m$^2$ está previsto realizarse con idéntica solución a la descrita, dado el excelente comportamiento del pavimento durante años.

*1.2.2 Pavimento para el Ejército*

En el año 1991 se construyó la Base de Carros de Combate de Cerro Muriano (Córdoba), un pavimento resistente a los efectos de la acción de las orugas de los carros y especialmente a los esfuerzos de pivotamiento (momentos torsores), que se producen en el giro de los mismos. Los hormigones convencionales habían dado un resultado deficiente, por tal razón se recurrió al hormigón reforzado con fibras de acero. La superficie de dicho pavimento es de 30.000 m$^2$ y se armó con fibras de acero Dramix® ZC 60/80 (long. 60 mm, dia. 0,80 mm).

En los años 1996 y 1999 respectivamente, se aplicó nuevamente el hormigón reforzado con fibras de acero, a un pavimento militar de la misma Base, siendo la superficie de cada uno de ambos pavimentos de 10.000 m$^2$. Dada la experiencia anterior, el refuerzo se efectuó también empleando la misma dosificación de fibras de acero de 35 kg/m$^3$ y el tipo ZC 60/80.

Hay que destacar la zona de lavado de carros, puesto que a la fecha se encuentra en perfectas condiciones (+ 12 años), siendo los impactos una de sus mayores solicitaciones.

## 2. TÚNELES

### 2.1. Gunita

*2.1.1. Ferrocarriles Metropolitanos*

Otra de las aplicaciones que en España han tenido mucha importancia es la construcción de túneles para los trenes subterráneos metropolitanos.

El Metro de Bilbao, en general toda la línea 1 y en particular la de Casco Viejo - Bolueta, se a construido de acuerdo con el Nuevo Método Austríaco.

Dicho tramo es de 1.400 m de longitud y 9,65 de diámetro interior.

El espesor del revestimiento se ha definido en función del tipo de terreno de la forma siguiente:

| | |
|---|---|
| Tipo A | RMR > 60; dosificación de fibras Dramix® ZP 30/60 = 50 kg./m$^3$ |
| Tipo AB | 60 ≤ RMR ≥ 40; dosificación de fibras Dramix® ZP 30/60 = 50 kg./m$^3$ |
| Tipo B | RMR < 40; No lleva fibras, (en la práctica le agregaron 30 kg./m$^3$). |

La composición de la gunita aplicada por vía seca, fue la siguiente:

| | |
|---|---|
| Cemento II-S/35 | 400 kg. |
| Arena (0-5) | 1.100 kg. |
| Gravilla (6-12) | 600 kg. |
| Acelerante en polvo (Spayset) | 5% |
| Fibras de acero | 50 kg. |



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

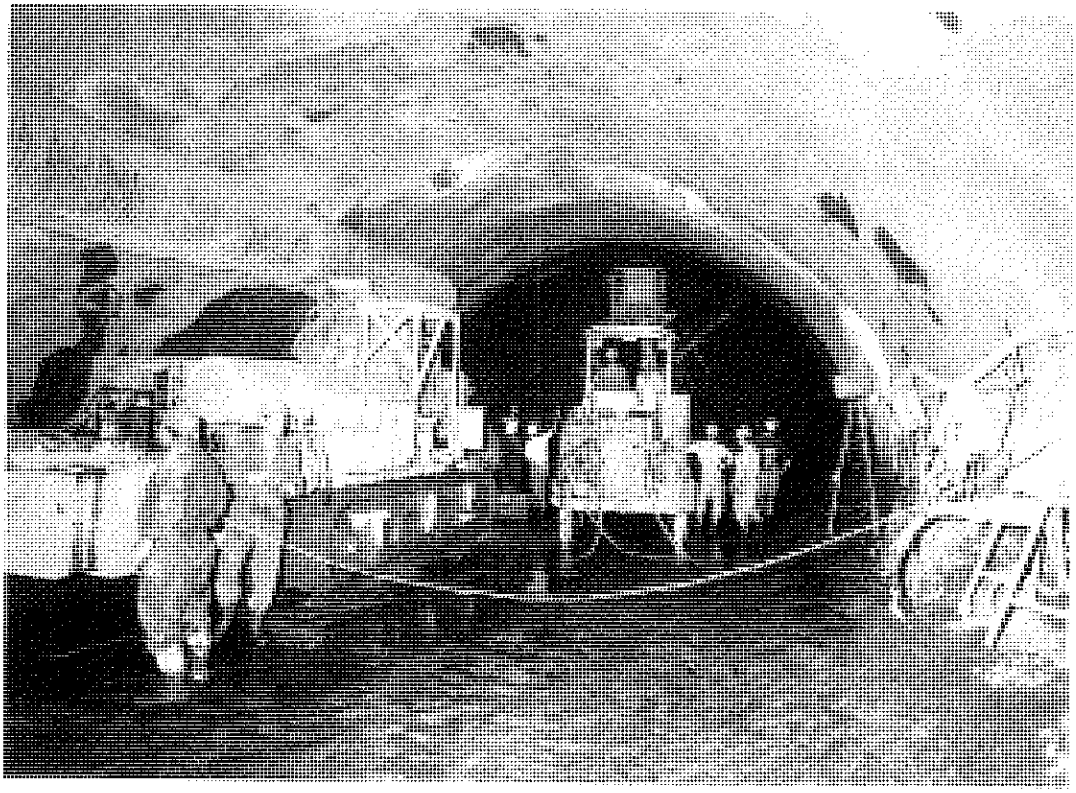


Foto 7. Túnel Metro de Bilbao - Línea 1: Casco Viejo - Bolueta.

El terreno está formado, en general, por calizas margosas, con resistencias a compresión comprendidas entre 20 y 40 MPa existiendo algunos "diques" de diabasas, cuya resistencia a compresión simple era superior a los 100 MPa. Al ser zona urbana no fue posible el empleo de explosivos utilizándose martillo neumático.

### *2.1.2. Ferroviarios*

El Túnel de Paracuellos de la Ribera, encuadrado en el tramo Calatayud-Ricla de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa, es el de mayor longitud, 4.672 m, del itinerario Madrid-LLeida.

El sostenimiento de dicho túnel se hizo de hormigón proyectado de un espesor mínimo de 20 cm y reforzado con fibras de acero Dramix® ZP 308 (long: 30 mm - dia. 0,7 mm), con una dosificación de 45 kg./m$^3$, siendo la vía húmeda, el método utilizado.

El medio de perforación fue mediante el sistema convencional y voladura. El rendimiento de las fases ha sido de 90 m/mes en avance y 160 m/mes en destroza.

El túnel atraviesa terrenos con materiales del precámbrico y paleozoico. El primero de ellos, 280 m de longitud, aparece en la boca norte y es de carácter pizarroso (de Paracuellos) y provocó dificultades para conseguir su sostenimiento, que fue de tipo pesado con enfilajes "tipo paraguas", cerchas pesadas, bulones de 4 m y refuerzo de acero y hormigón proyectado.

El cámbrico, de unos 4.392 m de longitud, está formado por cuarcita de bámbola fracturada (580 m), la formación "embid" por cuarcita y esquistos (2.810 m) y la denominada formación "jalón", de arenisca y limolita (1.002 m).

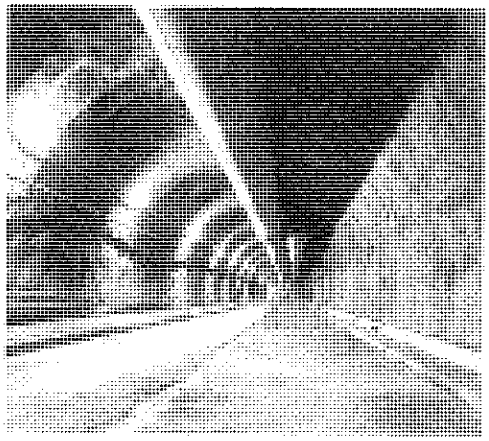


Foto 8. Túnel de Paracuellos.

### *2.1.3. Carreteros*

España es el país europeo, tras Suiza, más montañoso. Extendiéndose sus sistemas montañosos en una longitud total de 5.000 km. Nuestro país cuenta además con unos 5.000 túneles que suman aproximadamente unos 3.000 km. de longitud.

La carretera N-330 del Estado Español se conecta con la N-134 del Francia, a través del puerto de Somport, a una altitud de 1.632 m. El comienzo del túnel de Somport se efectuó en enero de 1994, finalizándose en el año 1996. la cota del túnel es de 1.200 m, teniendo una longitud de 8,6 km (5,8 km en España y 2,8 en Francia). La sección total del túnel es de 90 m$^2$ de excavación y de 78 m$^2$ después del revestimiento.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Para la fabricación de los distintos tipos de hormigones proyectados se dispuso de planta Elba 2000, dotada de las instalaciones necesarias para hacer frente a las duras condiciones climatológicas (-10ºC).

La dosificación por $m^3$ empleada fue la siguiente:

| | |
|---|---|
| Cemento I/55 A | 400 kg. |
| Agua | 192 l. |
| Arena 0-5 | 1.325 kg. |
| Grava 5-12 | 375 kg. |
| Superfluidificante | 1,4% |
| Fibras de acero ZP 30/60 | 40 kg. |

El sistema de proyección del hormigón empleado fue el de vía húmeda flujo denso.

El espesor del sostenimiento primario varió entre 10 y 15 cm, dependiendo del tipo de terreno.

Los rendimientos de proyección conseguidos fueron de aproximadamente 14 $m^3/h$ con unos porcentajes de rechazo mínimos comprendidos entre el 6 y 8%.

*2.1.4. Minas - Hullera Vasco Leonesa*

A comienzos del mes de julio de 1995, se efectuaron varias labores mineras de interior, a partir de los pozos verticales Santa Lucía y Tabliza en la Nueva Mina Hullera Leonesa en Santa Lucía de Gordón (León).

La longitud total entre galerías y pozos fue de 15.000 ml y la sección de los túneles varió entre 9, 11, 15, 17 y 25 $m^2$.

El espesor del sostenimiento de la gunita fue de 13 a 18 cm y se efectuó mediante el método austríaco NATM, empleandose el refuerzo de fibras de acero Dramix® ZP 30/50 (long. 30 mm, dia. 0,50 mm), con una dosificación de 50 $kg/m^3$.

La dosificación de las fibras se hizo con dosificador automático.

Las galerías se efectuaron en un terreno de lutitas, areniscas y principalmente de pizarras.

La composición de la gunita, fue la siguiente:

| | |
|---|---|
| Cemento | 360 $kg/m^3$ |
| Arena (8-0) | 540 $kg/m^3$ |
| Arena 0,1 corrector | 1280 $kg/m^3$ |
| Humos de sílice | 14,4 $kg/m^3$ |
| Acelerante | 14,4 $kg/m^3$ |
| Estabilizador (0,6%) | 7,2 $kg/m^3$ |
| Fibras de acero ZP 305 | 50 $kg/m^3$ |
| Gunita por vía seca | |

## 2.2. Revestimiento final

*2.2.1 T. Hidráulico. C. Navarra*

En el mes de febrero de 2002, se empezó a realizar el revestimiento de hormigón reforzado con fibras de acero, en Túnel hidráulico de Gongolaz, situado en el Tramo 2 del Canal de Navarra, que finalizó en el mes de julio del mismo año.

La longitud del túnel es de 637 m y la sección de excavación de 31,50 $m^2$. La sección hidráulica en herradura es de 5,40 m de diámetro interior y 4 m de ancho en la base, con 0,30 m de espesor mínimo de revestimiento.

Dado que el túnel funcionará en carga, cuya presión interior prevista es de 1 - 2 $kg/cm^2$, se previó armar todo el revestimiento, siendo la cuantía de armadura de acero en el hormigón, en el tramo contiguo a las bocas de 97,40 $kg/m^3$ y en el tramo central, de 90,50 $kg/m^3$.

Dada la dificultad que presentaba la colocación de la armadura de doble mallazo y su fijación, la Dirección de la obra contactó con Bekaert a fin de encontrar una alternativa con fibras de acero.

Debido a los esfuerzos que se tenían en el túnel, se llegó a la conclusión que con 20 $kg/m^3$ de las fibras de acero Dramix® RC 80/60 BN, podían soportar los esfuerzos previstos en el proyecto original, salvo en el caso de la solera, donde el valor mínimo es superado, pero a su vez era inferior a la resistencia media a tracción calculada según la EHE. Se hormigonó sólo con fibras de acero toda la bóveda, incluidos los hastiales.

El hormigón que se utilizó fue un HA-25 y se le adicionaban las fibras de acero encoladas en planta, no presentando ningún problema de mezclado.

Se hormigonó por tramos de 8 m de longitud y a las 15 horas se desmoldaba y se volvía a colocar el encofrado deslizante para comenzar de nuevo con la operación.

## 2.3. Dovelas

*2.3.1. Metropolitano de Nápoles Italia*

En el denominado Metrosud, de la ciudad de Nápoles, fue donde por primera vez se

utilizaron las fibras de acero para dovelas, en el año 1992.

La empresa que lo llevó a cabo fue, Salvator Rosa y Vanvitelli y la Ingeniería Rocsoil de Milán. La longitud total de la línea constaba de 15.295 m, pero sólo se diseñó 3.000 m de dovelas armadas con fibras de acero encoladas. El diámetro interior del túnel es de 5,8 m y el exterior de 6,4, teniendo un espesor la dovela de 0,30 m.

El refuerzo convencional (barras) de las dovelas, tiene 106 $kg/m^3$, y las dovelas sólo con fibras tiene 40 $kg/m^3$. La fibra utilizada fue la ZC 50/0.50, la de esbeltez más alta, es decir 100. La composición del hormigón fue la siguiente:

| | |
|---|---|
| Cemento Portland 425 | 350 $kg/m^3$ |
| Arena: 0-3 mm | 850 $kg/m^3$ |
| Grava: 3-10 mm | 600 $kg/m^3$ |
| Grava: 10-30 mm | 563 $kg/m^3$ |
| Agua: | 150 $l/m^3$ |
| Plastificante: | 4,37 $l/m^3$ |



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

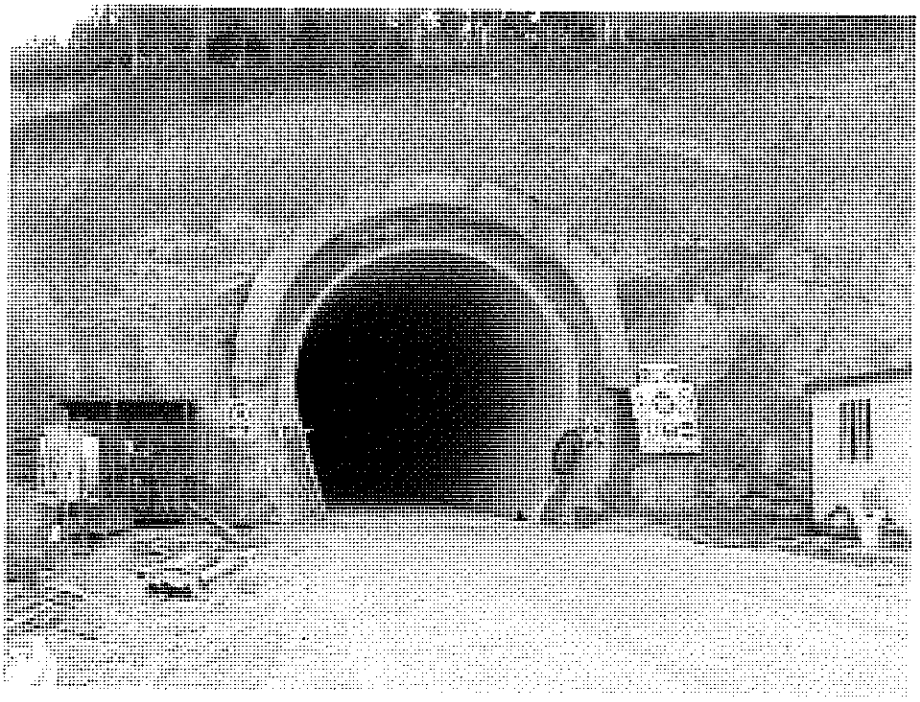


Foto 9. Entrada del Túnel de Gongolaz. Canal de Navarra.

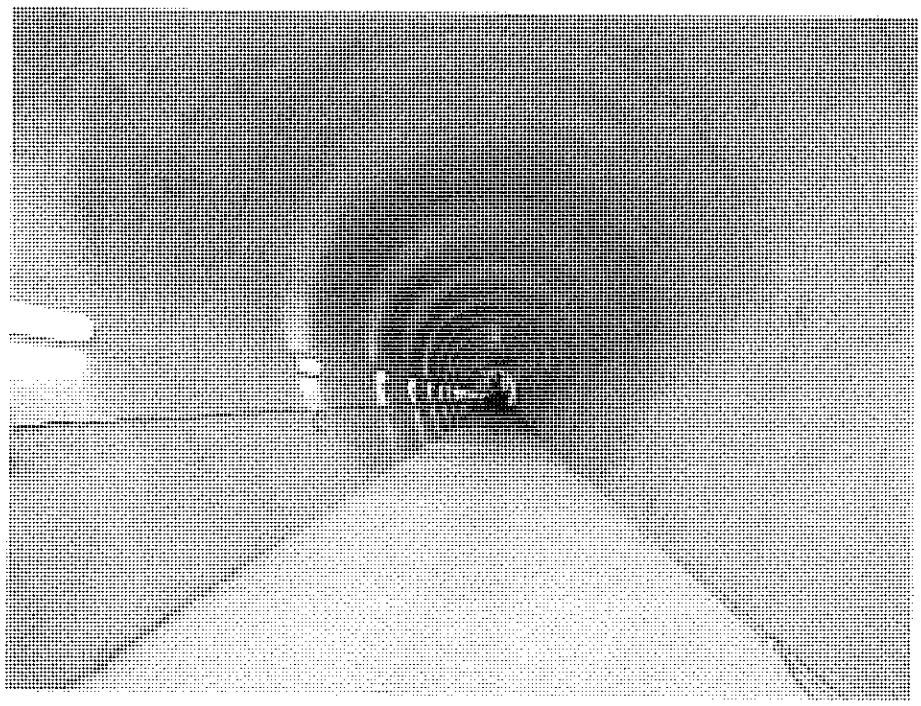


Foto 10. Vista interior Túnel Gongolaz.

*2.3.2. Túnel de Oënzberg. Suiza*

Es un túnel ferroviario que tiene una longitud de 2,5 km y se encuentra en la dirección Zurich – Berna y tendrá vías en los dos sentidos.

La administración es la CFF, Schweizerische Bundesbahnen – Rail 2000, la ingeniería del proyecto fue Smh Tunnelbau, Partner AG, Effetikon Matousek, Baumann & Niggli AG, Baden. El subcontratista fue Arge Zschokke Locher, Prader y Murer de Suiza, Strabag de Austria, CSC de Italia y Wayss & Freytag AG, de Alemania.

El diámetro interior del túnel tiene 11,44 m, y su ejecución es con dovelas, constando una anillo de 5 elementos más la clave. El espesor de las dovelas es de 0,30 m.y su ancho de 1,70 m.

Un acuerdo entre la Administración, Constructores, Sika Tunneling and Mining AG y Bekert estudiaron conjuntamente con la Universidad de Friburgo, Prof. Suter, la utilización de las fibras de acero en las dovelas. Después de una larga investigación mediante ensayos, llegaron a que 60 kg/m$^3$ de las fibras RC 65/60 BN (encoladas) podían reemplazar, los 110 kg/m$^3$ de la armadura tradicional con la que se ejecutó el túnel. Las dovelas armadas sólo con fibras se utilizaron en un



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Foto 11. Túnel de Oenzberg. Apilado de dovelas.

tramo de 600 m. En un tramo de 18 m de estos 600 m, por donde pasaba por encima un túnel existente, con una cobertura menor a 100 m, las dos dovelas de la clave fueron armadas con barras y con 30 kg/m$^3$ de la misma fibra.

El hormigón utilizado fue B 45/35 y el cemento CEM I 52.5 PC 320 kg.

Este tramo de prueba ha servido para un nuevo proyecto con igual diámetro 11,44 m y serán dos túneles de 5 km, el Projekt Islisbergtunnel (Strassentunnel Westumfahrung Zürich). Los ensayos en la Universidad e Friburgo, comenzarán a partir de junio del 2003.

Es la primera vez en el mundo que se colocan dovelas sólo armadas con fibras de acero en un túnel de un diámetro superior a los 11 m.

*2.3.2.1 CTRL 2 (Channel Rail Link Tunnel). U.K*

Desde que comenzó a funcionar el tren Eurostar, se vió obligado a transitar por la red ferroviaria existente desde el portal de Cheriton (Kent) hasta la terminal internacional de Waterloo (Londres). La London & Continal Railways, en 1996 ganó la adjudicación para diseñar, construir, operar y financiar la línea ferroviaria a la nueva estación terminal de St. Pancras. La Rail Link Engeneering, consorcio formado por Arup, Bechtel, Halcow Group y Systra es el responsable de diseño y ejecución de dicha línea ferroviaria. Esta línea ha sido dividida en dos secciones. Dentro de la sección dos desde Southfleet (N. Kent) pasando por debajo del Támesis, a la nueva terminal internacional de St Pancras. Esta línea tiene 38,5 km y comenzó en Julio 2001, previendo terminar a comienzos del 2.007.

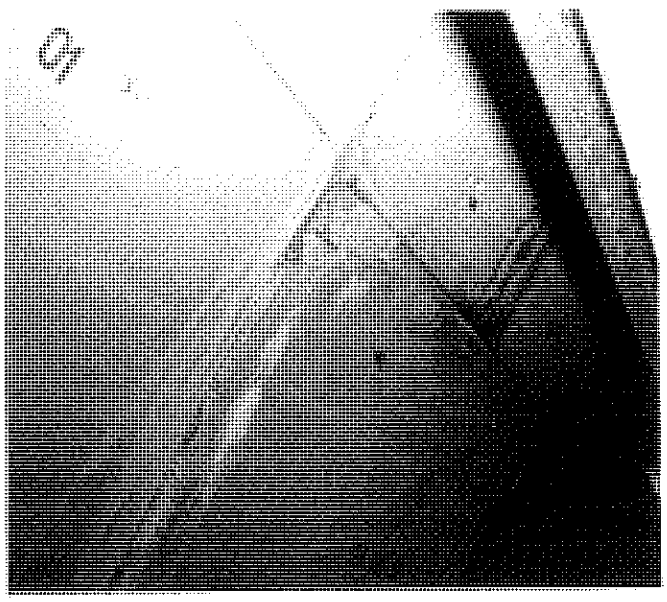


Foto 12. Túnel de Oenzberg. Dovela reforzada con armadura de acero.

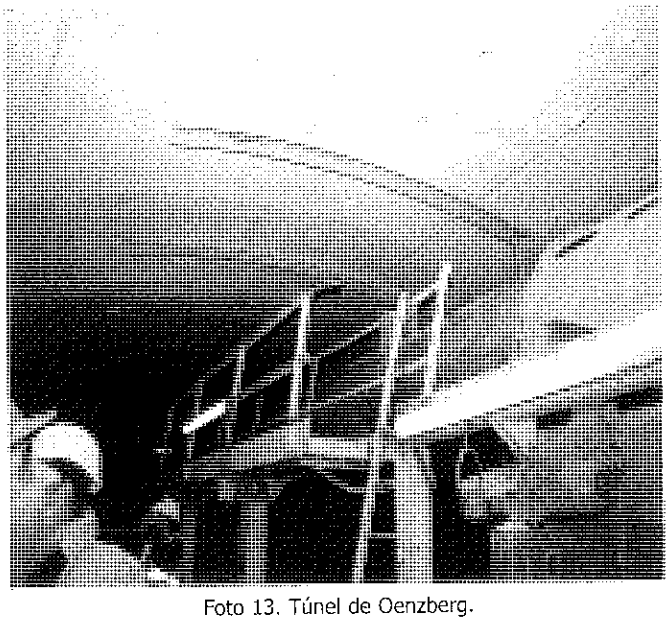


Foto 13. Túnel de Oenzberg. Dovela reforzada con fibras de acero.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

En esta línea de 7 contratos, hay 4 proyectos con importantes túneles. Los contratos 220 y 240 con 7,5 km y 4,68 km respectivamente están siendo construidos con EPB y dovelas armadas con fibras de acero entre 30 y 37.5 kg/m$^3$ y 1 kg/m$^3$ de fibras de polipropileno, por seguridad en incendios. El contrato 320, con 2,5 km de longitud, también usa fibras de acero de IFT-Duoloc y el contrato 250, con 5,25 km usa fibras de acero de Sintetic Industry.

Los túneles que llevarán una sola vía, están diseñados para circular trenes a una velocidad de 235 km/hora y tienen un diámetro interno de 7,15 m. Los 1,5 m de ancho de la dovela con pernos de unión, consta de 9 segmentos y una llave. Las dovelas de los contratos 220 y 240 son construidas por Miller, prefabricador, y el hormigón tiene 60 MPa. a 28 días y arman sólo con 30 kg/m$^3$ de fibra de acero Dramix RC 80/60 BN (encoladas) y 1 kg/m$^3$ de fibras de polipropileno Fibril. En total son 24,4 km de dovelas.

El consumo de fibras son 90 ton /semana en big-bags y tienen dos equipos dosificadores Skako.

### *2.3.3 Túnel Hidráulico de la Esperanza - Manabí (Ecuador)*

El túnel más largo de esta obra, de más de 11,4 km. y consistente en dovelas prefabricadas, de 4 m de diámetro, se llevo a cabo en un plazo de solo 10 meses. Este corto plazo se consiguió a través del contratista brasileño Odebrecht y el proyecto corresponde a Seli (Italia).

Para efectuar la excavación del túnel se utilizó un TBM de doble escudo, con una instalación, al mismo tiempo, de dovelas hexagonales sin pernos, que se empezó el 17 de febrero del año 2000 y se completó en diciembre de ese mismo año.

Los avances más rápidos fueron de 67,4 m/día, 400 m/semana y 1.525 m/ en un mes, trabajando en turnos de 8 horas cada uno, durante los 7 días de la semana.

No obstante, el promedio fue de 1.095 m/mes que sobrepasó los 32 m/día, qeu completaron los 11,4 km de túnel en 10 meses, es decir se finalizó con 2 meses y medio antes de lo previsto.

Las dovelas del túnel se fabricaron con hormigón reforzado con fibras de acero Dramix®, RC 80/60 BN (encoladas), empleándose una dosificación de 30 kg/m$^3$,con un índice de tenacidad Re,3 = 68% y el tipo de hormigón fue el C 40/50.

Las fibras se emplearon después de estudiar ambas alternativas, con barras de acero y con fibras. El jefe de la planta donde se efectuaron las dovelas llegó a la conclusión de que la mejor solución era el empleo de fibras, ya que si una jaula de refuerzo de acero se rompe, toda la dovela se rompe. En cambio, si una dovela armada con fibras se rompe, en definitiva se considera como una junta más y quedan dos piezas suficientemente capaces de conseguir los criterios de rendimiento.

La fábrica en donde se fabricaron las dovelas estaba equipada con 40 moldes, diseñados y fabricados en Brasil y producía 160 dovelas en un período de 12 horas. Las cuatro dovelas del anillo hexagonal son idénticas, la dovela invertida que tiene las marcas para 4 rieles de los dos sistemas de vías.

Se fabricaron en total, para todos los túneles del trasvase, 52.000 dovelas.

#### *2.3.3.1 Canal de Navarra*

Por primera vez en España, se instalan cinco anillos de dovelas con 35 kg/m$^3$ de fibras de acero Dramix RC 80/60 BN (encoladas).

Los cinco anillos fueron colocados definitivamente en el mes de agosto de 2002, en el Túnel hidráulico de Zabalceta, perteneciente al Tramo 2 del Canal de Navarra.

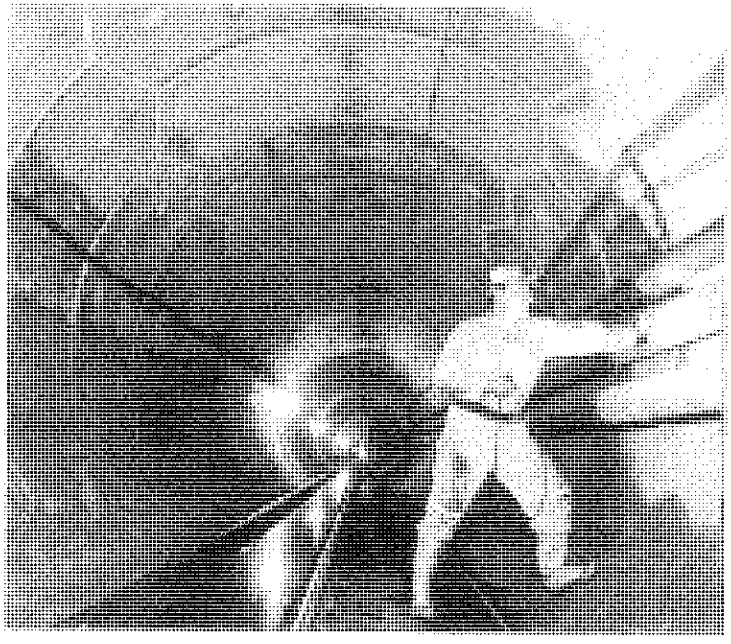


Foto 14. Túnel hidráulico de la Esperanza. Manabí. Vista dovelas.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

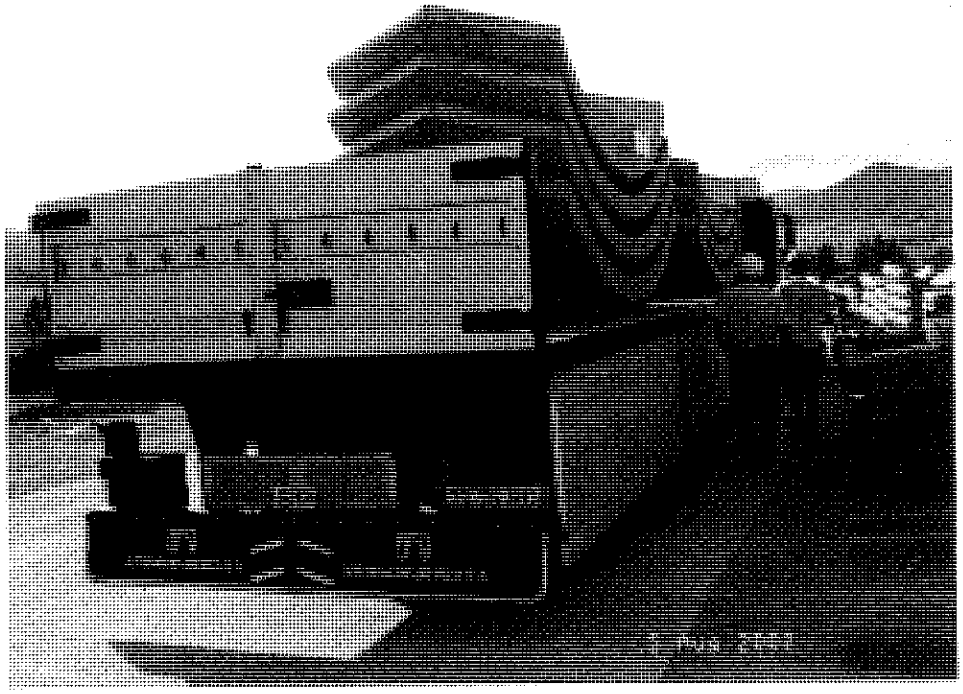


Foto 15. Canal de Navarra. Transporte de dovelas.

El objetivo que se planteó en un principio fue el de tener una primera experiencia en la fabricación de las dovelas, únicamente armadas con fibras de acero y posteriormente verificar que durante su transporte y colocación soportaría las presiones de la tuneladora sin producir descantillamientos, roturas, etc.

El diseño del anillo de revestimiento, está formado por dovelas hexagonales de 20 cm de espesor y 1,6 metros de longitud. Cada anillo está compuesto de 4 dovelas de hormigón armado H-450 con cemento sulforesistente necesario por la presencia de yesos en algunas zonas del trazado. Estaban armadas con armadura tradicional, siendo la cuantía de acero 89 kg/m$^3$.

La fabricación de las dovelas se ha realizado en la factoría de Drace, en Montearagón (Toledo), no habiéndose modificado en nada el procedimiento que tenían establecido para la fabricación de las dovelas armadas con barras.

La máquina seleccionada ha sido una TBM tipo "doble escudo" modelo Robbins 194-272 con un diámetro de excavación de 5,835 m, diseñada para trabajar en roca dura y también en zonas de falla o con rocas blandas. La TBM es capaz de realizar la excavación y colocar el revestimiento de las dovelas simultáneamente y consiste fundamentalmente en un escudo delantero que incorpora la cabeza de corte, otro escudo trasero, con los "grippers" de apoyo al terreno, una sección telescópica que conecta los escudos delantero y trasero, y una cola que alberga el erector para la colocación de dovelas. Utiliza un total de 12 cilindros principales de empuje en "V" y 8 cilindros de empuje secundarios. El empuje operativo de la cabeza de corte es de 9.118 KN, siendo la potencia de la misma 600/1440 KW con una presión hidráulica operativa en empuje de 280 bares.

*2.3.4. Túnel de transporte de Gas en Söremberg – Transitgas (AG) - Suiza*

El proyecto de esta obra comenzó el 10 de abril de 2000, con el comienzo con la TBM el 31 de mayo de ese año. Se terminó su construcción en el 2001.

La construcción del túnel, fue realizada por JV Strabag (Austria) y Congeis (Italia), siendo el proyecto de Geodata, (Italia).

La longitud del túnel, es de 5.203 m y discurre a través de los Alpes para suministro de gas.

Los anillos de dovelas utilizados tienen un diámetro interior de 3,8 metros y 4,3 m exterior y las dovelas, tienen un ancho

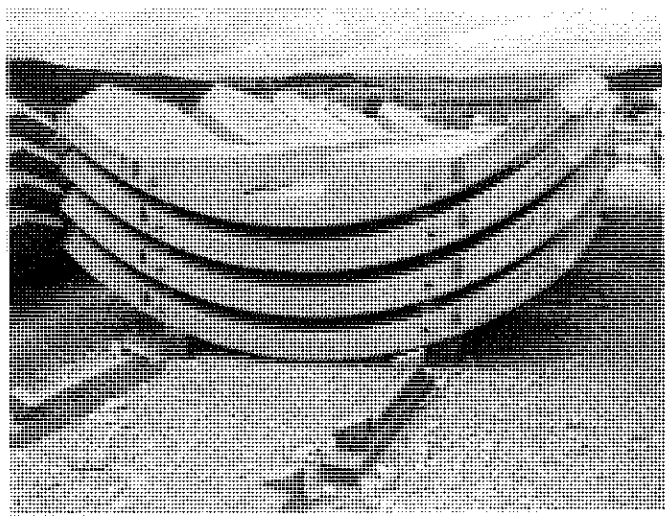


Foto 16. Canal de Navarra. Apilado de dovelas.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

de 1,5 m y espesor de 0,25 m, comprendiendo 6 elementos cónicos, cada uno suministrado con una junta de neopreno simple.

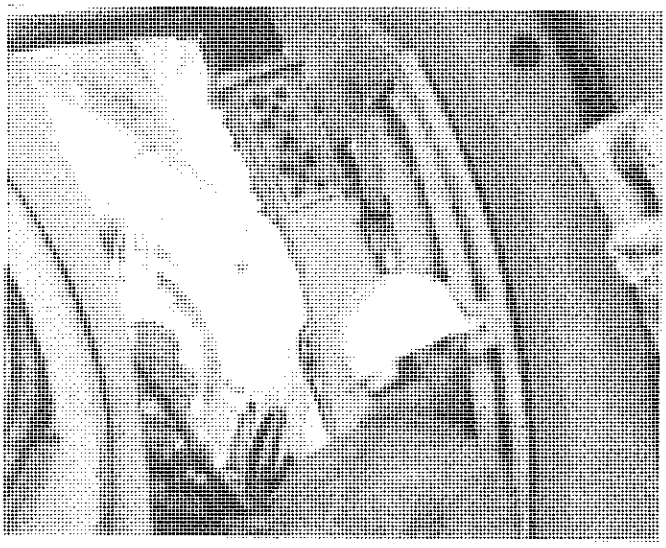


Foto 17. Tunel de Sorenberg. Colocación dovelas.

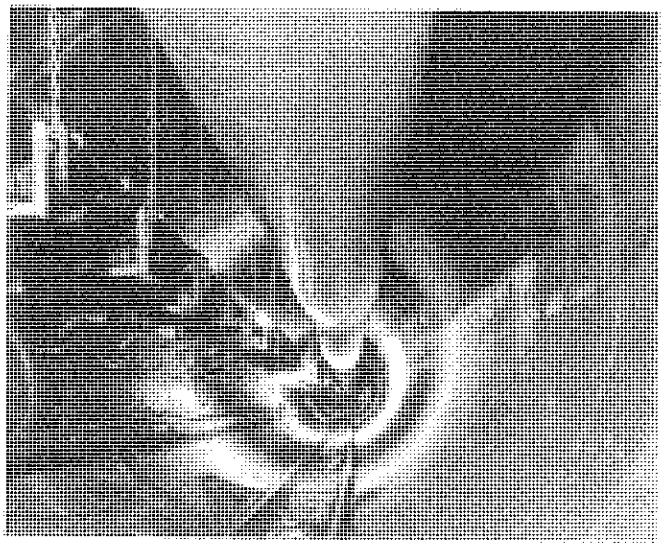


Foto 18. Túnel de Sorenberg. Vista interior.

Dichas dovelas fueron armadas con 40 Kg/m$^3$ fibras de acero Dramix RC 65/60 BN, dando un índice de tenacidad Re,3 = 75%. El hormigón era de un tipo C 40/50.

El porcentaje de fisuración no superó el 1%, lo que indicó un excelente ahorro en reparaciones y una seguridad en la vida útil de la construcción.

*2.3.5 Headrow Luggage Tunnel - U.K*

Es un túnel diseñado para transportar las maletas de la terminal 4 a la terminal 1 en el aeropuerto de Headrow, Londres.

El proyecto y construcción lo realizó Miller, en el año 1994.

La longitud del túnel del túnel es de 1.400 m y tiene un diámetro de 4,5 m, el espesor de la dovela fue de 0,15 m. Los anillos constan de 7 segmentos más la llave. El tipo de hormigón es un C 40/50 y está reforzado sólo con fibras de acero Dramix ZC 60/0.80 (RC 80/60 BN) con una dosis de 30 kg/m$^3$, cuyo índice de tenacidad Re,3 = 65%.

## 3. OTRAS APLICACIONES

### 3.1 Viga placa para paso de Trenes

En noviembre del año 2001, en Medina del Campo por intermediación del GIF, Balfour

Beatty de U.K, realiza un tramo experimental de unos 300 m, de una viga placa para la fijación de los rieles.

La composición del hormigón fue la siguiente:

| | |
|---|---|
| Cemento I 52,5 | 400 kg/m$^3$ |
| Arena 0 – 6 | 600 kg/m$^3$ |
| Arena 6 – 15 | 1.200 kg/m$^3$ (50% natural + +50 % de machaqueo) |
| Humos de Sílice | 3% |
| Superplastificante Sika | 1 l/m$^3$ |
| Relación a/c | 0,5 |
| Fibras de acero | 30 kg/m$^3$ |

La viga placa se encontraba armada con armadura tradicional (barras) en la base, y el resto se ejecutaba con hormigón con fibras de acero Dramix RC 65/35 BN.

La ejecución fue totalmente manual, debido a la poca longitud del tramo, por lo que es posible mejorar la terminación de la misma si se realiza con un encofrado deslizante.

Obras realizadas en Francia e Inglaterra, con esta solución, han quedado perfectamente terminadas y han mejorado enormemente los rendimientos de ejecución.

### 3.2. Fundaciones de viviendas unifamiliares. Francia

### 3.3 Capas de Compresión. Francia

Durante estos últimos años, Bekaert, conjuntamente con plantas de hormigón (Lafarge, Unibetón, etc.) que tienen un buen nivel de calidad y que están habilitadas para suministrar hormigón, según norma francesa, obtuvo un "AVIS Technique" de la CSTB (Centro Científico y Técnico de la Construcción) para estas dos aplicaciones.

A la fecha, se han construido un número mínimo de viviendas unifamiliares y capas de compresión, quedando aún un gran potencial de crecimiento.

El hormigón utilizado es el C 25/30 (250 MPa) y el mínimo que tienen que dar las fibras es de 1 MPa de resistencia equivalente a flexión.

La fibra usada es la RC 80/60 BN, con una dosificación de 10 kg/m$^3$.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

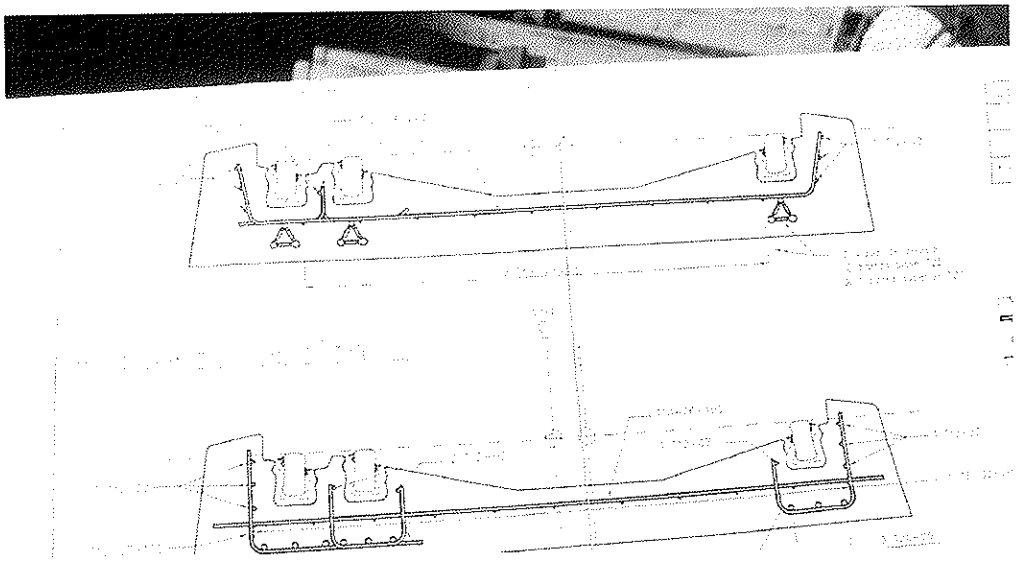


Foto 19. Proyecto Viga placa para paso de trenes. Medina del Campo.

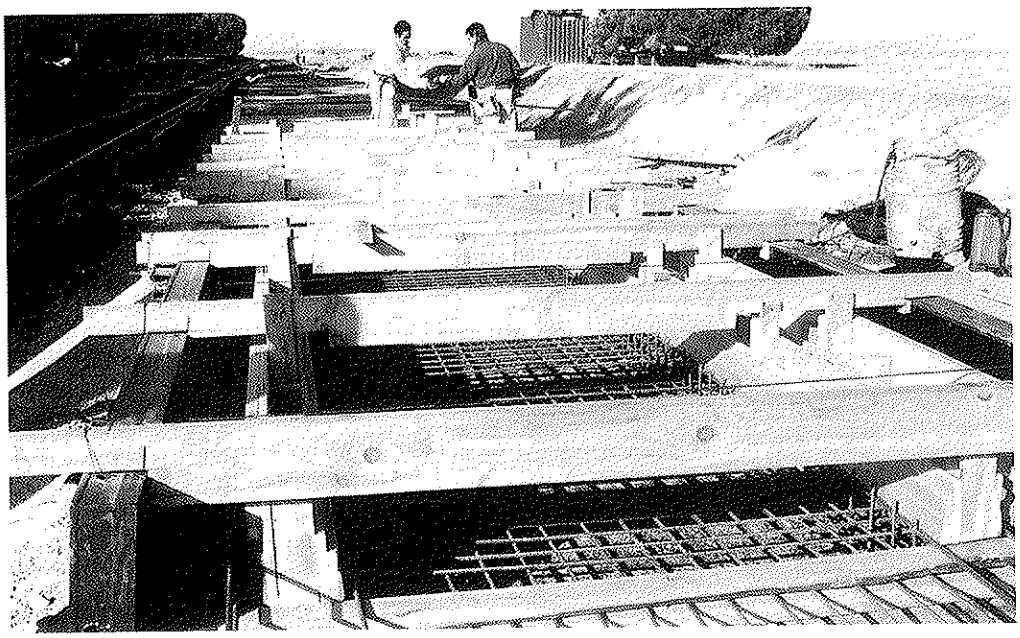


Foto 20. Construcción Viga placa para paso de trenes. Medina del Campo.

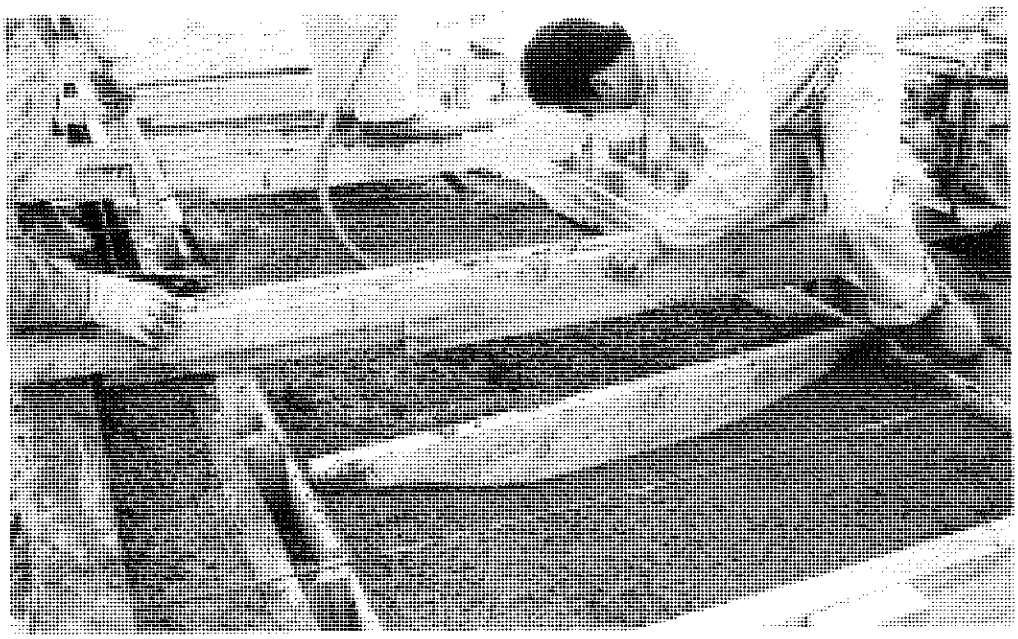


Foto 21. Ejecución Viga placa para paso de trenes. Medina del Campo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

No obstante, hay un método de cálculo, según el tipo de terreno y cargas.

En el caso del cimiento corrido para fundaciones, las dimensiones son de 40 cm de ancho x 35 cm de alto, llegando a 50 cm de ancho x 60 cm de alto, dependiendo del terreno.

### 3.4 Bóvedas

Durante los meses de junio y julio del año 2000, se efectuó la bóveda del Restaurante Submarino del Parque Oceanográfico de Valencia.

Se trata de una bóveda nervada, compuesta por ocho lóbulos con simetría radial. Cada lóbulo y su opuesto forman parte de un paraboloide hiperbólico cuyos ejes X e Y están contenidos en un plano horizontal, forman un ángulo de 22,5º y cuyo origen se encuentra en el centro de la cubierta.

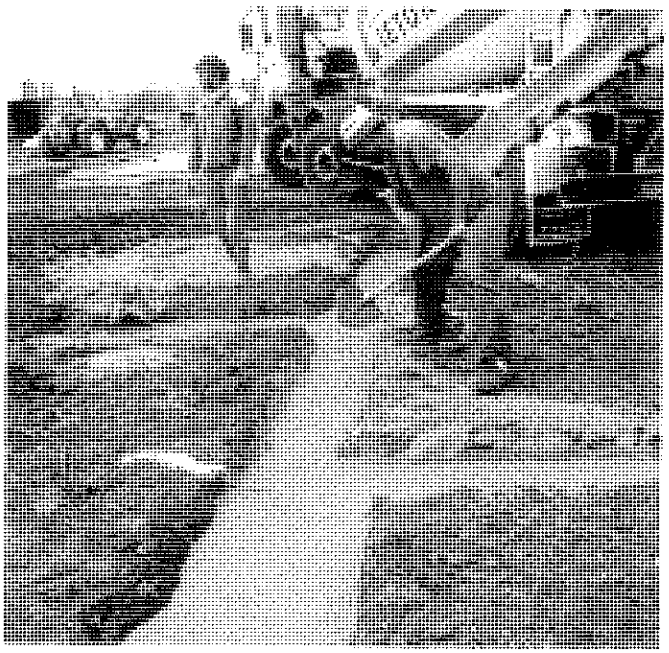


Foto 22. Fundaciones de Viviendas.

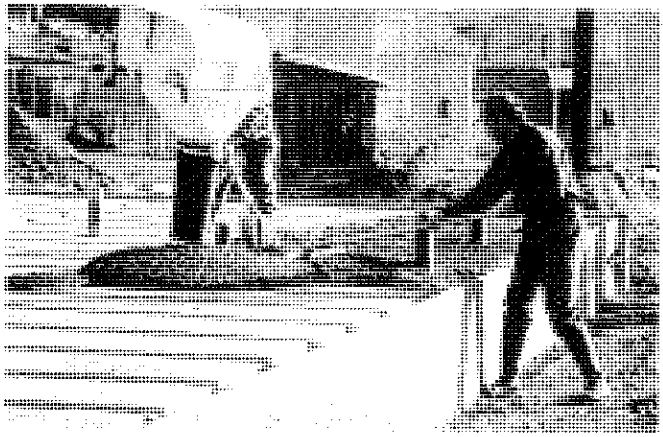


Foto 23. Capa de compresión.

Para ejecutar la bóveda se empleó hormigón proyectado por vía seca, para la ejecución de la cubierta y por la dificultad de lograr con una puesta en obra tradicional el grado adecuado de compacidad del hormigón en aquellas zonas con una inclinación importante.

La composición de la gunita por vía seca fue de:

| | |
|---|---|
| Cemento I 42,5 R | 400 kg |
| Agua: | 180 l |
| Grava 7/12 mm | 00 kg |
| Arena de machaqueo | 1.200 kg |
| Superfluidificante | 3,5 kg (1,2 %) (melanina). |
| Fibras de acero | 50 kg/m$^3$ |

El tipo de fibra empleado fue Dramix® RC 80/35 BN. (Long.: 35 mm. Dia: 0,45 mm), con una dosificación de 50 kg/m$^3$ + Armadura : Ø 8, con 15 cm (disposición hexagonal) Espesor lámina en clave: 6 cm.

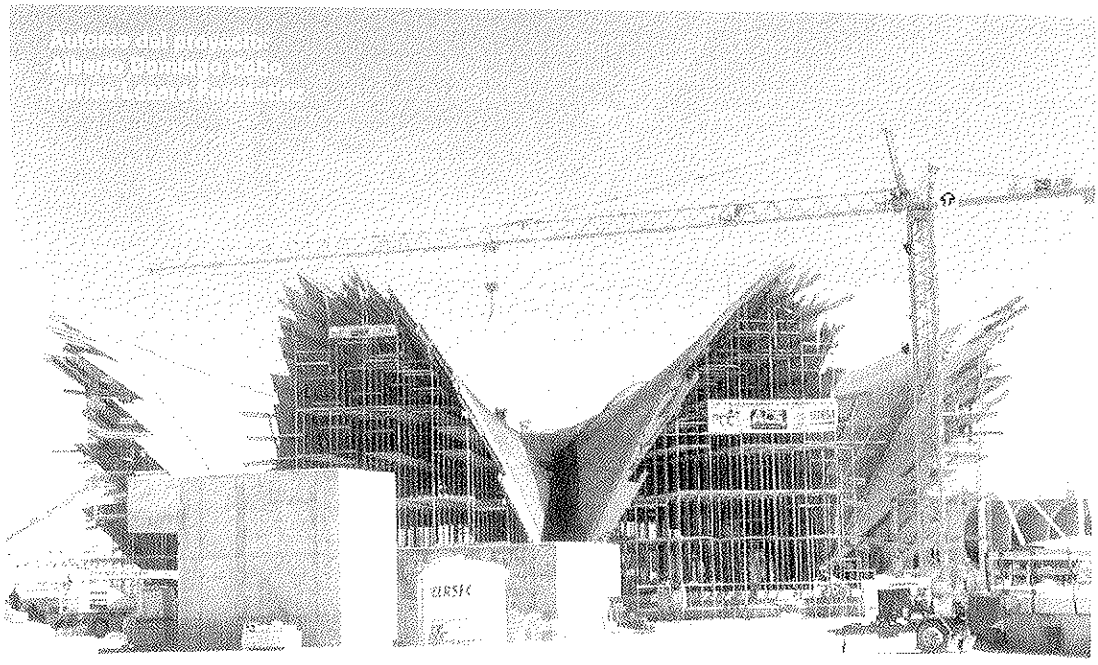


Foto 24. Ejecución bóveda Restaurante del Parque Oceanográfico.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

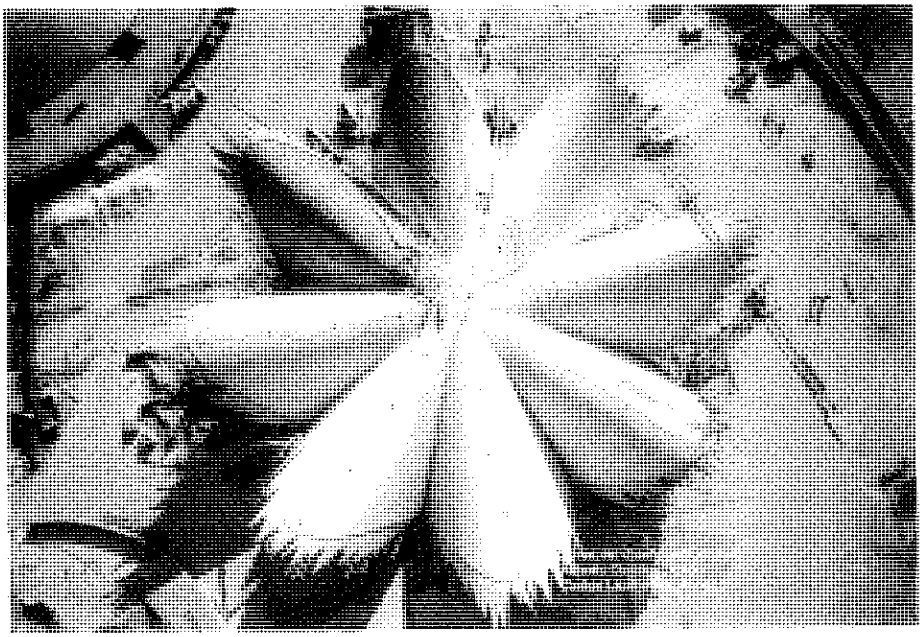


Foto 25. Ejecución Bóveda Restaurante Parque Oceanográfico.

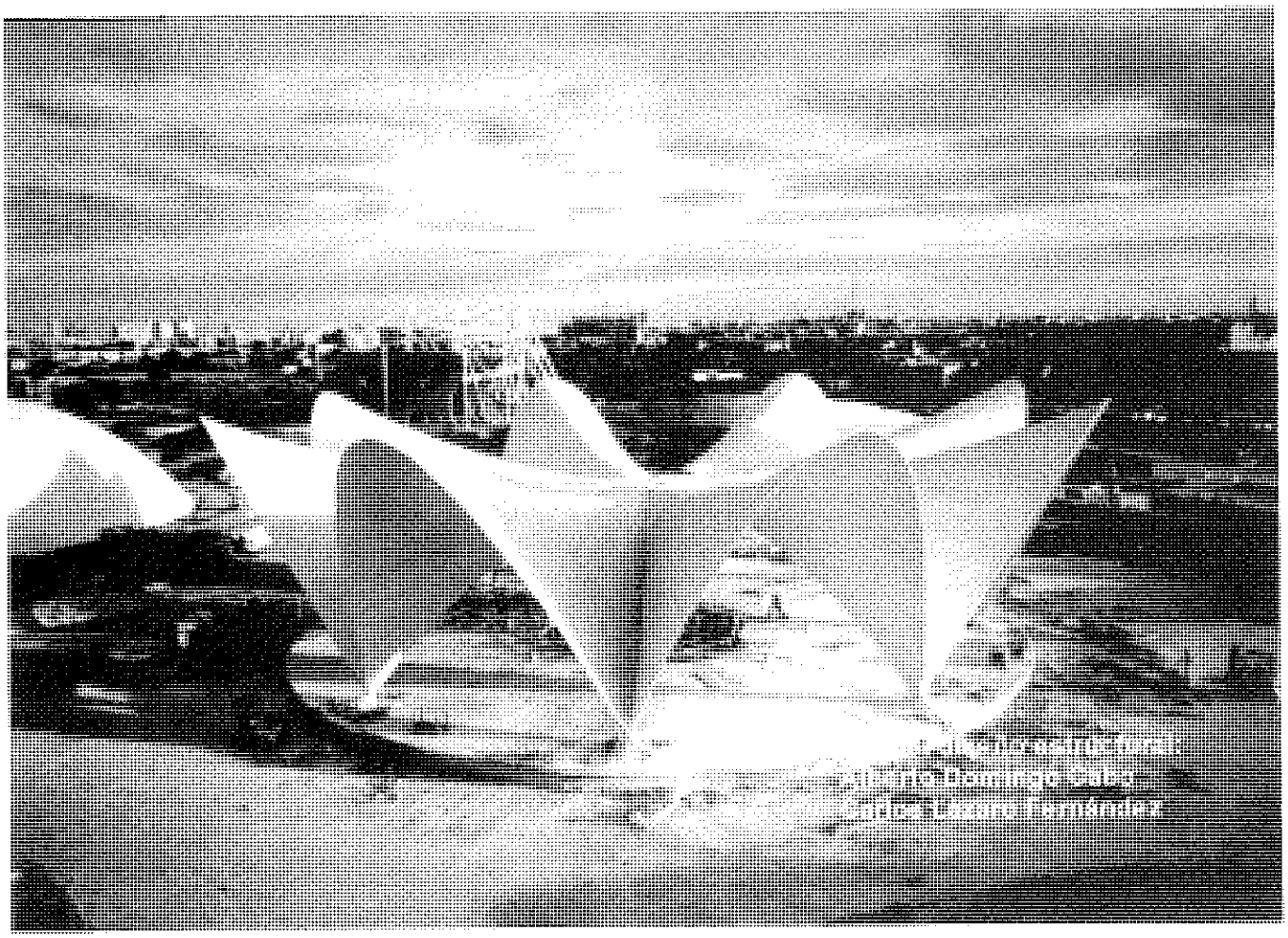


Foto 26. Ejecución Bóveda Restaurante Parque Oceanográfico.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# Potencialidad del hormigón estructural y su tecnología en el marco de la sostenibilidad de la construcción

## *On the contribution of structural concrete to sostenaible development*

**Antonio Aguado**
UPC
♦
**Marilda Barra**
UPC
♦
**José Manuel Gómez-Soberón**
UPC
♦
**Belén González**
UdC

**RESUMEN**

En el presente artículo se hace, en primer lugar, una revisión de la evolución del planteamiento de sostenibilidad en el Sector de la Construcción, a través de la visualización del ciclo de vida que constituye el mismo. Con posterioridad se abordan diferentes aspectos de incidir en la misma a través de las diferentes etapas del proceso constructivo para, finalmente, enfatizar en los aspectos estructurales del hormigón reciclado y las posibilidades de implantación práctica. Esta revisión se hace a partir de la experiencia española, principalmente de investigación, generada en los últimos años.

***SUMMARY***

*This paper presents, first of all, a revision of the sustainability's outlining evolution in the Construction area, by the visualisation of it's life cycle. Then, we approach different ways of affecting it by the different steps of the Construction's process for, finally, emphasize the recycled concrete's structural characteristics and it's practical implantation's possibilities. This revision is made from the Spanish experience, mainly the investigation one, generated in the last years.*

## 1. INTRODUCCIÓN

La conciencia por temas medioambientales y la difusión del término de sostenibilidad se han incorporado muy rápidamente en la conciencia social y profesional, de los ciudadanos y técnicos.

Por otro lado, el Sector de la Construcción, dada la idiosincrasia del mismo, presenta una gran inercia a cambios, LABEIN (2003), lo que contribuye a la percepción social negativa sobre el medio ambiente que mantienen amplios sectores de la Sociedad. Sin entrar a valorar las bases de esa percepción, sí que hay que asumir que se debe actuar para cambiar esa tendencia dentro de un planteamiento estratégico de sector. Aunque con frecuencia se echa en falta políticas colectivas en esta dirección, si que existen planteamientos más personales o profesionales en el subsector del hormigón, encontrándose un numeroso grupo de personas y entidades.

Ante la invitación, al primer firmante, de presentar una ponencia a las Jornadas de ACHE tituladas *"Proyecto y Ejecución de estructuras de hormigón"* (Madrid, 17 y 18 de junio de 2003) con el mismo título que el presente articulo, este extendió la invitación a diversos investigadores que, en los últimos años, han incidido en los aspectos estructurales del hormigón reciclado. El carácter pionero de estas investigaciones, ante la falta de realizaciones de significación, permite explicar las potencialidades de una vertiente del hormigón estructural reciclado en la sostenibilidad de la construcción.

Este planteamiento sería insuficiente, en un planteamiento global del ciclo de vida que representa el Sector de la Construcción. Por ello se hace asimismo una revisión de las otras etapas del proceso constructivo, revisando las potencialidades que hay en cada una de ellas. Esta revisión se hace funda-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

mentalmente desde la experiencia de la investigación, si bien se articulan experiencias profesionales cuando estas existen.

## 2. LA EVOLUCIÓN DE LA PERCEPCIÓN DE LA SOSTENIBILIDAD EN EL SECTOR

El concepto de sostenibilidad en la acepción mundialmente aceptada es relativamente reciente[1]. Sin embargo ya existen precedentes en el Sector de la Construcción, adaptado para el hormigón de la existencia de un principio de ciclo, en el plantear aspectos globales y equilibrados. Así es conocido el pentágono de la figura 1, planteados en trabajos del CEB y, que en España, divulgó García Meseguer (1983) en diferentes obras y conferencias.

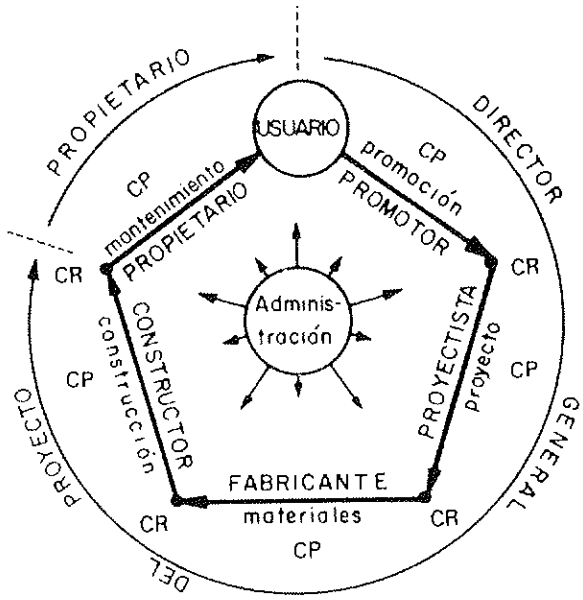



Figura 1.- Pentágono del Sector de la construcción.

Resaltando los aspectos positivos de la citada figura, ya que se articula un ciclo, muestra algunas limitaciones ya que no se visualiza bien los aspectos de explicitación de la vida útil, aspectos medioambientales, etc,. No obstante hay que valorar muy positivamente la aportación conceptual de la misma.

Con posterioridad, Aguado y Casanova (1997), dentro del capítulo 1 del Manual de demolición de estructuras de hormigón GEHO ATEP, que supuso el primer documento propio conjunto antes de la fusión de ambas asociaciones, presentan la figura 2, en las que manteniendo la filosofía del ciclo, le articulan como tal, al incluir la etapa de reintegración y, consecuentemente tener mucho más presente los aspectos ambientales. Asimismo, remarcan la importancia de explicitar la vida útil de la estructura, lo que permite hacer planteamientos más integrados de las diferentes etapas, en las que se articulen de forma satisfactoria las interfases entre las mismas, así como los límites de los sistemas, cara a comparar el grado de sostenibilidad de las distintas soluciones que puedan definirse para resolver un determinado problema.

[1] Informe Bruntland de 1987 para la ONU, en el que se define el "*Desarrollo sostenible como aquel que satisface las necesidades del presente sin comprometer la capacidad de las generaciones futuras de satisfacer sus propias necesidades*".

Todos estos planteamiento, arropados por el origen del término sostenibilidad, abordan el problema desde un punto de vista de análisis global, esto es, como si todos fuésemos jefes de estado y estuviésemos analizando la evolución del $CO_2$ (efectos globales). Ahora bien, la sostenibilidad también puede verse desde otros puntos de vista, que siguiendo el paralelismo de los efectos, abarquen a los efectos regionales y locales (e incluso, en este caso, a los efectos personales, esto es, sostenibilidad personal o familiar).

La disfunción existente en plantear el punto de análisis de la sostenibilidad hace, que en la actualidad, se produzca un choque de intereses entre los distintos agentes intervinientes y, que consecuentemente, la implantación real de la sostenibilidad sea lenta. ¿Quién va a utilizar áridos procedentes de reciclados de estructuras de hormigón, si los áridos naturales de 1ª extracción son más baratos?. La respuesta sólo puede ser positiva si se incorporan otros componentes de análisis y abarcan a todo el ciclo, esto es, se superan los puntos de vista personales, locales o regionales y, consecuentemente priman los aspectos más globales.

Por todo ello, parece lógico plantear políticas trasnacionales, que luego se cumplan, en la dirección apuntada de sostenibilidad. Ello se traducirá en el Sector de la Construcción en que las propiedades y/o promotores asuman esa políticas y, articulen las medidas correspondientes desde las primeras etapas del ciclo de vida, esto es desde la etapa de planificación.

## 3. CONTRIBUCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN LA SOSTENIBILIDAD

Una vez que se establezca que la sostenibilidad, traducida como valor para el conjunto de la Sociedad, es el indicador final de estudio comparativo de soluciones, habrá que revisar si se disponen en la actualidad de base suficiente para abordar ese reto con éxito. En lo que sigue se hace una breve revisión al respecto, mostrando el optimismo sobre la capacidad técnica y profesional para resolver los retos planteados.

En relación a las técnicas de análisis existen planteamientos basados en el Análisis de Valor (Ormazabal, 2002). Las mismas, extrapolación de la experiencia industrial a etapas más específicas del proceso, permiten comparar el valor de distintas soluciones a un mismo problema con indicadores correspondientes a diferentes planos de requerimientos: costes, plazos, aspectos técnicos, durabilidad, aspectos sociales y culturales, medioambientales, seguridad. En estas técnicas se combinan variables y atributos utilizando tanto la matemática convencional como la matemática difusa, manteniendo el rigor necesario para una toma de decisiones responsable.

Por otro lado, desde el punto de vista conceptual, un aspecto fundamental de la figura 2 anteriormente mostrada es la necesidad de explicitar la vida útil de la estructura, como parámetro previo y punto de partida, base del establecimiento de especificaciones posteriores, tal como señala G. Aparicio (1999). El mismo aporta un interesante modelo en el utiliza el término de reponibilidad para la cuantificación de la vida útil. Esta cuantificación y, su consecuente incorporación en la EHE, se muestra como un paso imprescindible cara a plantear



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

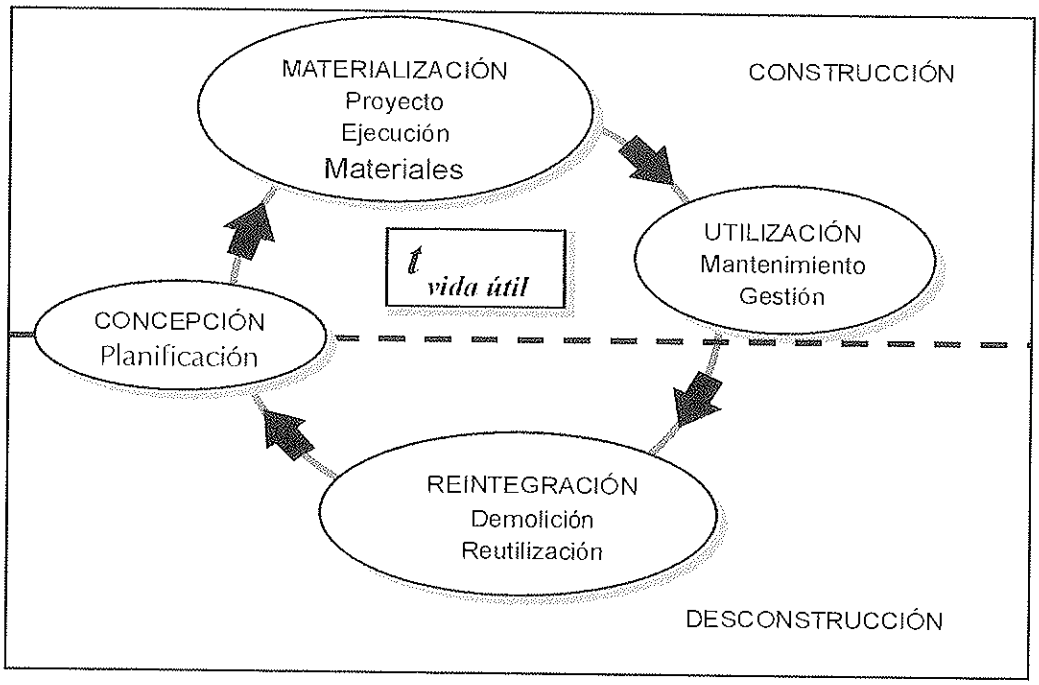



Figura 2.- Visualización del Ciclo de vida de la Construcción.

soluciones sostenibles desde un punto de vista global y no sólo desde los planteamientos separativos actuales como suma de intereses particulares de las distintas empresas y técnicos que intervienen en las distintas etapas del proceso.

Estos planteamientos pueden, finalmente, olvidar el usuario final de nuestras obras que son los ciudadanos y, consecuentemente, la visión global de la sociedad respecto a la sostenibilidad. En este sentido, en especial en la obra pública, existe cierta confusión en entender quien es el usuario final y a veces se articula más pensando en el usuario final interpuesto que, en la obra pública son los técnicos de alto grado de la administración correspondiente.

Para concretar esta reflexión, en el ámbito del proyecto la sostenibilidad, entendida desde ese punto de vista global, debería conducir, generalmente, a plantear soluciones estructurales que requiriesen el consumo de menores cantidades de recursos no renovables. Esto puede entrar en contradicción directa con otros aspectos y no sólo criterios económicos. Así, por ejemplo, de forma cualitativa se cometa a continuación el caso de una cercha de cubierta de una nave industrial.

En la España de la postguerra y décadas posteriores, muchas de las cubiertas eran realizadas con estructuras en celosía de hormigón armado simulando en forma las cerchas metálicas, tal como se muestra en la figura 3a, con posteriori-

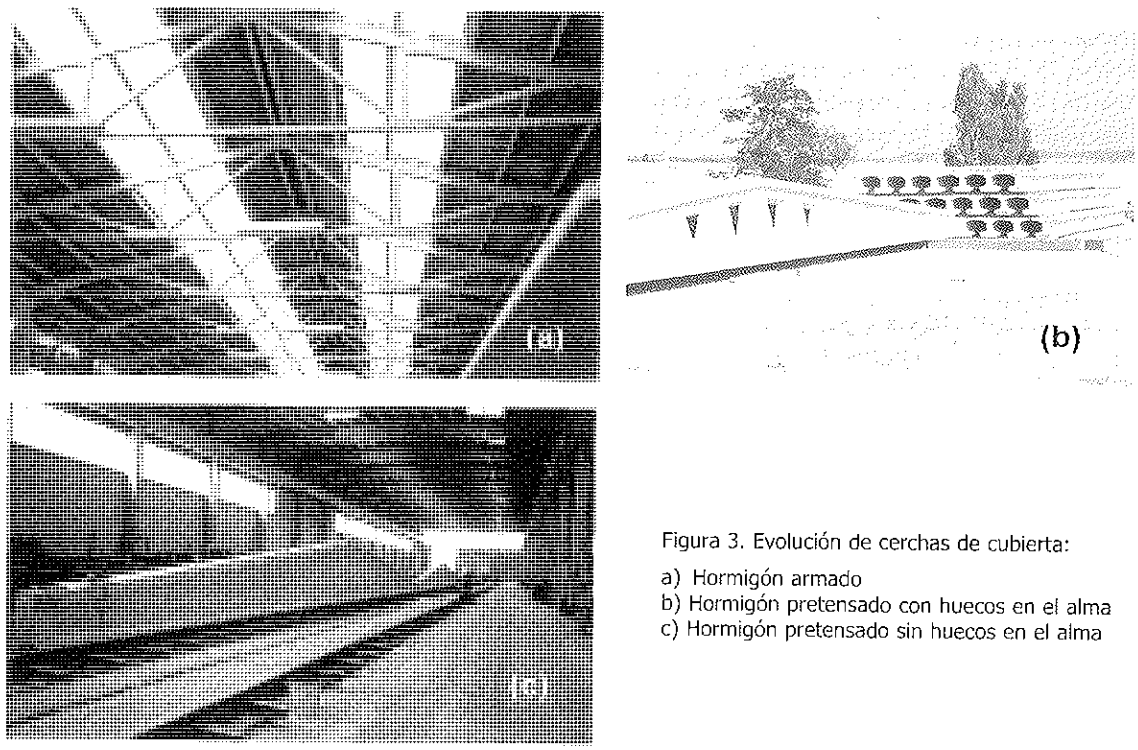



Figura 3. Evolución de cerchas de cubierta:

a) Hormigón armado
b) Hormigón pretensado con huecos en el alma
c) Hormigón pretensado sin huecos en el alma



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

dad se fue a cerchas de hormigón pretensado, con huecos en el alma (figura 3b), para finalmente evolucionar a esta misma solución sin huecos (figura 3c).

En esa evolución, siempre ha primado los criterios económicos, principalmente. Así, en las primeras épocas, donde la mano de obra era barata y escaso el cemento (ya muchos no recuerdan la época del estraperlo con este material), se planteaban soluciones de mínimo consumo de material, aumentando el canto y con secciones de pequeño ancho. Esto conlleva ciertos problemas de durabilidad, al implicar mayor superficie expuesta, si bien no se conocía a priori si la vida real de las mismas era superior (igual o inferior) a la vida útil de la cercha, ya que esta no se explicitaba. De ahí surge la necesidad de explicitar la vida útil de las estructuras, cosa que aún nuestra normativa no incluye, ya que tiene repercusión sobre las diferentes actuaciones posteriores del ciclo de vida.

El sector del cemento consciente de la aportación del mismo en el efecto invernadero, a través de las emisiones de $CO_2$ (por cada tonelada de cemento tipo I producido se emiten en el entorno de 800 a 900 Kg de $CO_2$) o, de los efectos locales que la industria puede implicar (polvos), han tomado medidas para reducir las mismas, a través de sus órganos de representación OFICEMEN o IECA. Con ello se ha llegado a reducir de forma significativa (mediante filtros) los efectos locales superándose la antigua imagen de polvo en el entorno de las fábricas o bien incorporando diversos tipos de combustibles, que en el balance energético y medioambiental repercutan en menor medida en los efectos globales, Mora, (2002).

Para hacer comparable estos estudios ambientales, a través de los diversos efectos se ha potenciado en los últimos años una herramienta de evaluación como es el Análisis de Ciclo de Vida, introduciendo aspectos económicos o no. En el ámbito nacional, recientemente se presentó la tesis doctoral de Arnaldo Cardim (2001), en la que se hacía un análisis de ciclo de vida de diferentes inventarios de cemento, existentes a nivel internacional. En dicho trabajo se ponía en evidencia las dispersiones existentes y la imprecisiones en la definición de los límites del sistema, lo que dificulta la comparación de soluciones tecnológicas con distintos materiales que con frecuencia aparecen en publicaciones técnicas. En este trabajo se hacía una propuesta para lo que podría ser la base de un inventario nacional de los cementos españoles. Dicha tesis, fue realizada en el contexto de un convenio entre la UPC y el IECA.

Los inventarios deben hacerse extensivo a todos los componentes y etapas. Así mientras existen trabajos importantes respecto a las disponibilidades de áridos reciclados y existe una política en esa dirección con un crecimiento rápido del número de plantas en el ámbito nacional, no existen inventarios disponibles respecto a áridos reciclados, mientras que son numerosos los correspondientes a aceros. En esta dirección está desarrollando su tesis doctoral Beatriz Estévez. dirigida por los profesores A. Aguado y A. Josa, habiéndose definido el inventario de los áridos reciclados de las plantas establecidas en Cataluña. Estévez et al (2002).

En la etapa de ejecución los avances son significativos, tanto en lo que supone plantas de hormigón preparado, como en la propia obra, por ejemplo, depósitos de decantación en túneles con hormigón proyectado, etc,. Además existe la tendencia de la construcción seca, en la que la industrialización va ganando camino, motivado no sólo por los aspectos ambientales sino económicos de aumento de competitividad.

Por otro lado, cabe señalar que en las empresas constructoras se está abriendo caminos, planteamientos integrados de sistemas de control de calidad, ambiental y seguridad en la que una racionalización de los procedimientos a utilizar según las normativas ISO correspondientes permiten dar respuesta con fiabilidad en los aspectos señalados, con menor número de documentación. RUBAU (2002).

Por último, una consecuencia de la no visualización del ciclo de vida que supone el sector de la construcción, es el inadecuado tratamiento de la gestión del conocimiento que se genera en el proyecto, construcción y explotación de una estructura. Ello, en la actualidad sólo permite una capitalización personal del conocimiento y sólo en parte, pero no una capitalización de empresa(s), con la consecuente pérdida de competitividad de las mismas (o limitación de mercados), Nuñez y Aguado (2003).

## 4. LA INVESTIGACIÓN EN ESPAÑA EN HORMIGÓN ESTRUCTURAL RECICLADO

Si una de las preocupaciones fundamentales de la sostenibilidad es el uso racional de los recursos disponibles, es importante ahondar en la dirección del árido reciclado procedente de estructuras de hormigón como una solución de futuro. Por otro lado, dado el carácter de la asociación ACHE orientado al hormigón estructural parece oportuno revisar la posibilidad real en el ámbito nacional del empleo de este tipo de árido y el comportamiento estructural de hormigones realizados con los mismos. A falta de experiencias masivas significativas, esta revisión se realiza a través de las tesis doctorales leías en los últimos años que dan respuesta a estas inquietudes.

Los estudios de hormigones reciclados (HR) con sustitución parcial de áridos naturales por áridos reciclados procedentes de hormigón (ARHC) prometen un camino factible para su práctica, una respuesta a factores de actualidad, satisface una demanda, logra un ahorro de energía, mejora las condiciones medioambientales y da solución para los 200 millones de toneladas al año de éstos desechos que genera la Unión Europea, Grübl, W. (1999), Hansen, T. C.and Bϕegh E., (1995), Lauritzen, E. K. and Jannerup, M. (1993).

### Tesis doctoral Marilda Barra (1996)

Esta tesis doctoral, pionera en el ámbito nacional muestra que con áridos reciclados se pueden producir hormigones de buenas prestaciones en resistencia y durabilidad, lo cual requiere el conocimiento de las características del árido reciclado y ajustar a ellas los procesos de dosificación y producción.

La sustitución del árido grueso convencional por árido reciclado cambia las ecuaciones que representan las leyes de com-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

portamiento de los hormigones. Así en la figura 4 se muestran las leyes de Abrams sobre la evolución de la resistencia a compresión ( a 28 días) en función de la relación agua/cemento y la ley de Lyse sobre evolución de la cantidad de árido requerida para una determinada trabajabilidad (m) en función, asimismo, de la relación agua/cemento.

En ambos casos se presentan dichas leyes para hormigones convencionales (HC) y para hormigones con áridos reciclados (HaR). Los resultados presentados en la citada figura corresponden a hormigones con árido convencional y hormigones en los que la fracción mayor a 4 mm, ha sido sustituida por árido reciclado.

En esta figura puede verse que para obtener hormigones con la misma resistencia, en el hormigón de árido reciclado la relación agua /cemento (A/C) deberá ser menor; mientras que la cantidad de áridos (m) para una determinada relación agua /cemento (A/C) es menor, de lo que se deriva que el consumo de cemento sea mayor. El incremento del consumo de cemento será tanto mayor cuanto mayor sea la resistencia especificada para el hormigón. La diferencia entre el consumo de cemento es prácticamente nula para hormigones de bajas resistencias ($f_c$ <25MPa) y aumenta progresivamente con el aumento de la resistencia (del orden de 20% para $f_c$ > 50 MPa).

Con los valores de la cantidad de áridos que se obtiene en la figura 4, se puede entrar en la figura 5, lo que permite obtener el consumo de cemento por $m^3$ de hormigón (C) para los dos tipos de hormigones observándose unas diferencias poco significativas en los coeficientes k5 y k6. Mientras tanto, para un hormigón de las mismas características de resistencia y trabajabilidad, la cantidad de árido (m) es menor en el HaR (figura 4), lo que determina un mayor consumo de cemento (figura 5).

En la tabla 1 se presentan los coeficientes de las diferentes leyes de comportamiento presentadas en las figuras 4 y 5, para los dos tipos de hormigones : hormigones convenionales (HC) y hormigones con áridos reciclados (HaR). En ella $K_1$ , $K_2$ , $K_3$ , $K_4$ , $K_5$ , $K_6$ son constantes que dependen exclusiva-

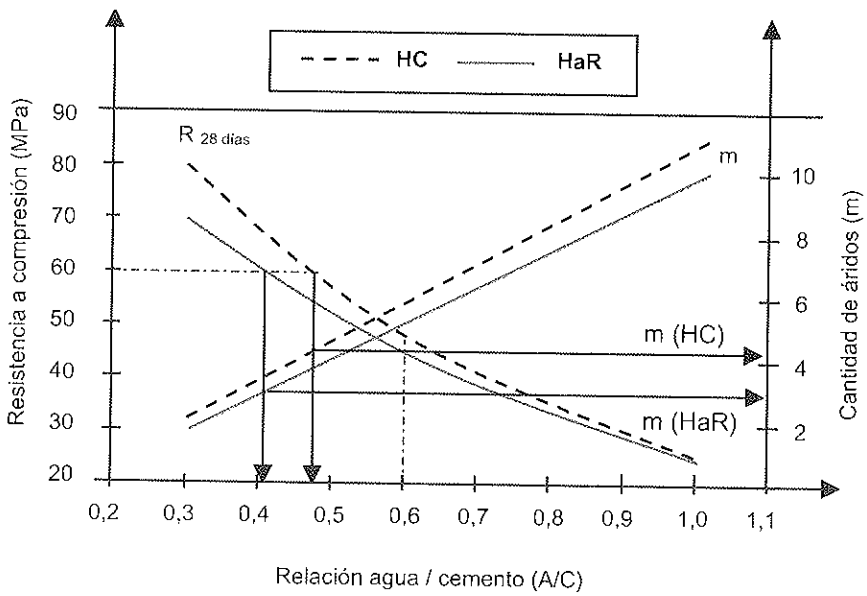



Figura 4.- Leyes de Abrams y Lyse para hormigón convencional y reciclado.

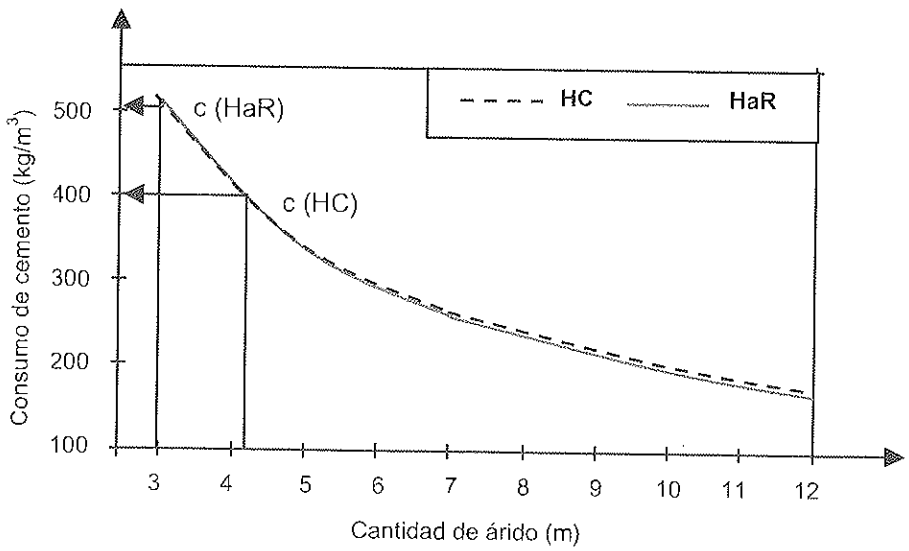



Figura 5.- Leyes de Molinari para hormigón convencional y reciclado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

**Tabla 1.Coeficientes de las diferentes leyes estudiadas.**

| Tipo de hormigón | Ley de | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Abrams $f_c = K_1 e^{K_2 \times A/C}$ | | Lyse $m = K_3 \times A/C + K_4$ | | Molinari $C = K_5 \times A/C^{K_6}$ | |
| | $K_1$ | $K_2$ | $K_3$ | $K_4$ | $K_5$ | $K_6$ |
| Hormigón convencional | 129,78 | -1,6168 | 12,885 | -1,4588 | 1284,1 | 0,8237 |
| Hormigón árido reciclado | 109,13 | -1,4732 | 11,953 | -1,5578 | 1256,3 | 0,8158 |

mente de los materiales (cemento y áridos). En dicha tabla la ley de Molinari, está dada para un valor fijado de la cantidad de árido (m), si bien se puede poner en función de dicha cantidad para una relación a/c definida que es lo que se representa en la figura 5.

Por otro lado, la mayor porosidad del árido reciclado (aR) determina que el mismo presente una gran capacidad de absorción de agua, que a su vez delimita un rango de variación de la densidad en función del contenido de agua, siendo esta variación mucho mayor que en los áridos convencionales. En la producción de hormigón, las variaciones de densidad conducen a alteraciones en las proporciones de la mezcla, y consecuentemente en las propiedades del hormigón, además de alterar la producción.

El coeficiente de absorción efectivo representa la cantidad de agua que el árido reciclado absorberá desde el inicio de la mezcla hasta el final del fraguado. El conocimiento de este coeficiente permite un mejor ajuste de las correcciones de agua y árido en la producción del hormigón de árido reciclado, en las condiciones concretas de trabajo. El coeficiente de absorción efectivo puede variar mucho dependiendo fundamentalmente del grado de saturación del árido y del orden en que se introducen los materiales en la hormigonera.

El contenido de agua inicial del árido reciclado y el proceso de producción del hormigón influyen decisivamente en las características de la zona de transición mortero nuevo – árido reciclado y en consecuencia en las propiedades mecánicas y en la durabilidad del hormigón de árido reciclado.

La utilización de los áridos reciclados secos puede llevar a una zona de transición débil debido a la succión por parte del árido de agua y suspensión de cemento. Por otro lado, la utilización del árido reciclado 100% saturado, permite la movilización de agua de los poros del árido hacia la pasta de cemento, aumentando la relación agua /cemento y la porosidad de la pasta que toca el árido comprometiendo así las propiedades mecánicas y la durabilidad del hormigón de árido reciclado Barra (1996).

**Tesis doctoral Gómez-Soberón (2002a)**

En esta tesis doctoral, se desarrolla un importante trabajo experimental, uno de cuyos objetivos principales es la caracterización del comportamiento diferido de los hormigones con áridos reciclados (HaR). Tal como se ha visto, el uso de áridos reciclados como áridos para hormigones implica el incremento del contenido del mortero dentro de los HaR; y por tanto, la posibilidad de que aumenten las deformaciones diferidas.

En esta línea, los trabajos de Gómez-Soberón, *et al* (2003a), sobre el comportamiento de la retracción en Hormigón con áridos reciclado (HaR) han puesto de manifestación que el incremento de sustitución de áridos gruesos naturales por áridos reciclados es correlativo con el incremento de deformación por retracción que presentan los HaR. Los considerables incrementos de la retracción que se presentan en los HaR, tal como se muestra en la figura 6, responden a la alta porosidad y permeabilidad de los áridos reciclados de hormigón (ARC). A ello también contribuye, el aumento de la disponibilidad de agua libre y por ende de la posibilidad de su movimiento hasta alcanzar equilibrio hídrico con el medio que le rodea, hacen que la retracción de éstos se incremente.

De este estudio, se remarcan los siguientes puntos:

1. Un contenido de árido reciclado por debajo del 30% en los Hormigones con áridos reciclados (HaR) parece ser seguro y factible sin uso de inhibidores de retracción.

2. El incremento en deformación por retracción de los HaR es imputable al mortero viejo adherido al árido natural; así como también, a su contenido, interconexión y distribución de sus tamaños de poros.

En los referente a los estudios efectuados de la deformación por fluencia de los Hormigones con áridos Reciclados (HaR), Gómez-Soberón *et al* (2003b), enfatizan en la aceptación de los mismos para el uso con fines estructurales, siempre y cuando se tengan en cuenta los parámetros e incrementos en los coeficientes de fluencia de forma adecuada para cada caso particular. Esto es, la evolución en el tiempo de la fluencia de los HaR, mostrada en la figura 7, es parecida a los hormigones usuales; sin embargo, los niveles de tensiones son menores al incrementar el factor r, y además, estas diferencias son más marcadas con el paso de la edad.

Otro aspecto significativo, con evidentes consecuencias físicas, mecánicas y de durabilidad es la **porosidad**. Los hormigones reciclados tienen una mayor porosidad que los hor-



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

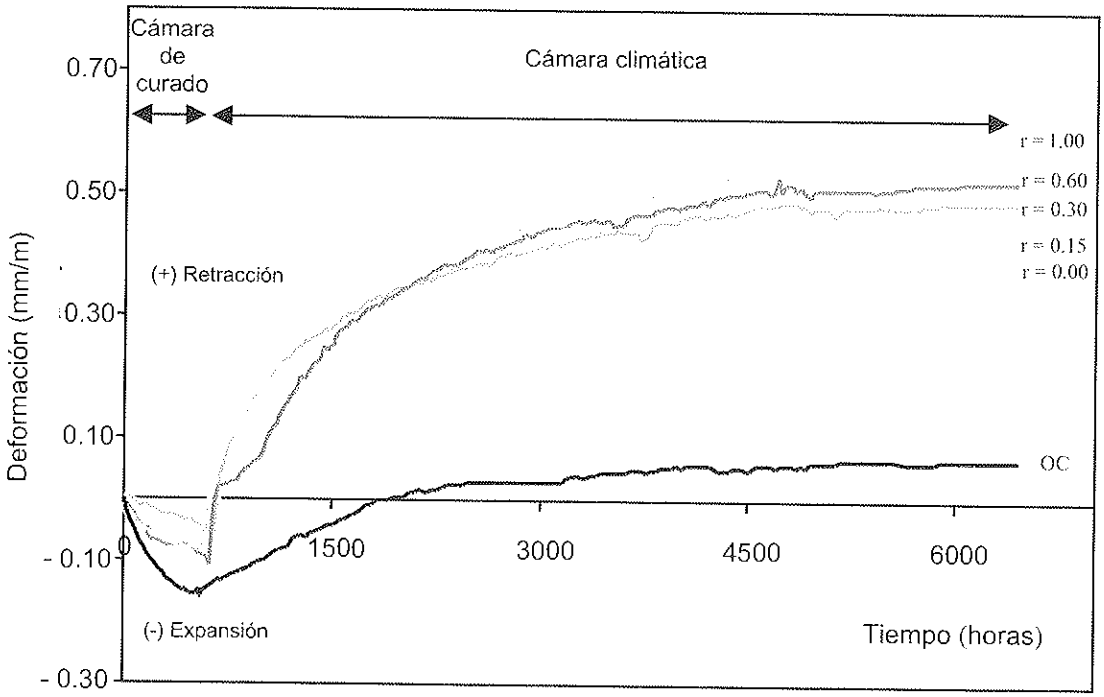



Figura 6.- Deformación por entumecimiento y retracción total.

migones convencionales mostrando, en general, un comportamiento en el que las propiedades físicas y mecánicas decrecen a medida que aumenta los porcentajes de reemplazo de áridos naturales por áridos reciclados, Wainwright, *et al* (1993),

Los ensayos realizados, aplicando la técnica de porosimetría por intrusión de mercurio, por Gómez-Soberón (2002b) apuntan en esta dirección. Así, lo resultados obtenidos en los mismos se han correlacionado con propiedades físicas y mecánicas de los HaR, poniendo en evidencia las siguientes cuestiones: el factor de reemplazo r de los HaR presenta una buena correlación con el volumen total y tamaño de sus poros, siendo más patente su influencia a edades jóvenes y reduciéndose al incrementar la edad. Dicha influencia se atribuye a la cristalización de nuevos productos que reducen el número y tamaño de estos poros.

Por otra parte, las diferencias más significativas de los especímenes estudiados se manifiestan en dos parámetros específicos, tal como se muestra en la figura 8. Estos parámetros son:

1º. Umbrales de radio de poro mayores al incrementar el reemplazo de áridos naturales por áridos reciclados.

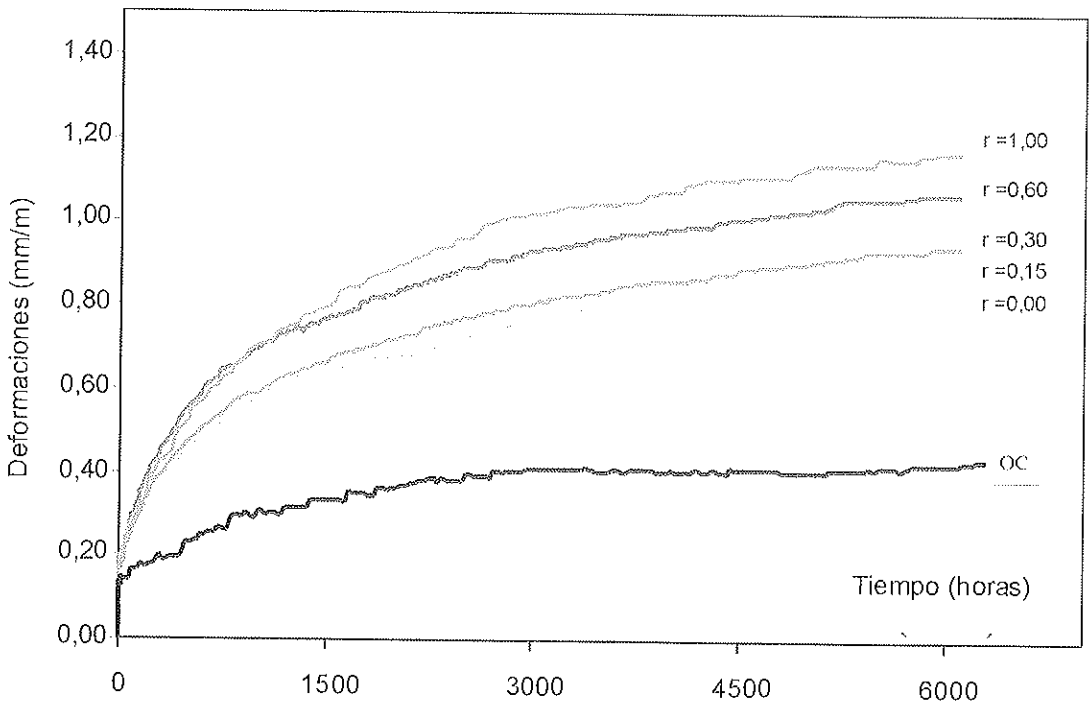



Figura 7.- Fluencia total para diferentes CR.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

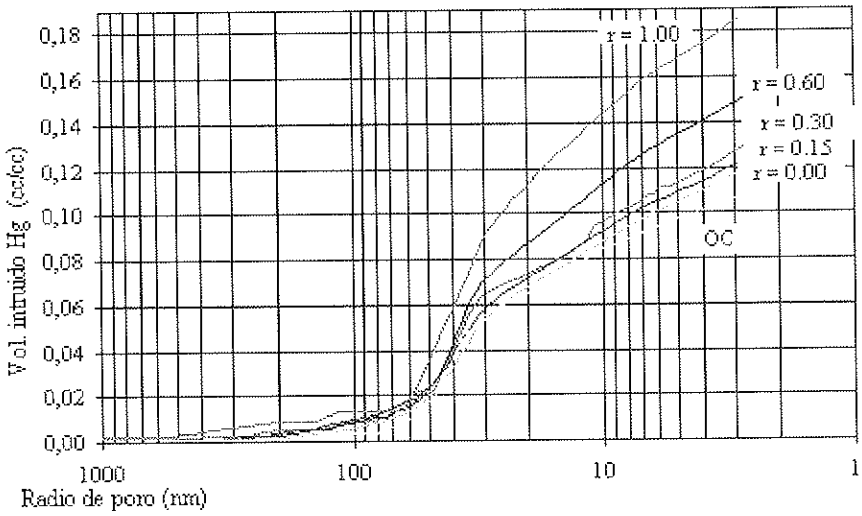



Figura 8. Distribución general poros (7 días).

2°. Detección de unas zonas de importantes cambios cuantitativos, marcadas por los incrementos en el volumen de los poros a partir de poros con radios menores a 30 nm.

En cuanto a los resultados obtenidos de la superficie específica, junto con la porosidad total, son los que mejor describen y correlacionan los resultados de las propiedades de los hormigones estudiados.

**Tesis doctoral Belén González (2002)**

En esta tesis doctoral, se realizaron numerosos ensayos de caracterización de áridos reciclados[2] procedentes de deconstrucción (correspondientes a la fracción 6-12Rmm y 12-25Rmm) con el fin de establecer conclusiones sobre la adecuación o no de los áridos reciclados existentes en el mercado español a la fabricación de hormigones estructurales. Para ello se llevaron a cabo ensayos normativos de densidad, absorción, granulometría, coeficiente de forma, índice de lajas y dureza. Los resultados obtenidos ponen de manifiesto que, a pesar de que existen diferencias notables con lo áridos convencionales, las características de los áridos reciclados son adecuadas para el objetivo. Las mayores diferencias se encuentran en las propiedades de densidad y absorción, siendo la densidad de los áridos reciclados inferior a la de los convencionales y su absorción muy superior.

Otro aspecto importante del citado trabajo (González, 2002), son los ensayos realizados para la caracterización de las propiedades básicas del hormigón. En ellos se establecieron parámetros de dosificación correspondientes a hormigones de prestaciones normales desde el punto de vista de propiedades mecánicas, trabajabilidad y durabilidad (hormigón para armar sometido a una clase de exposición normal, con humedad media y consistencia blanda, características habituales en el campo de la edificación española). Con dichos parámetros de fabricó un hormigón convencional (HC) y un hormigón convencional con humo de sílice (incorporada en un 8% sobre el peso de cemento) (HCS), ambos de control, y a continuación se ajustó la dosificación para la fabricación de un hormigón con áridos reciclados (HaR) y un hormigón con áridos reciclados y humo de sílice (HaRS). El hormigón con árido reciclado sustituía el 50% de las fracciones gruesas convencionales por fracciones gruesas recicladas y el hormigón con árido reciclado y humo de sílice incorporaba además un 8% de dicha adición.

Los resultados obtenidos en estos hormigones muestran que los hormigones fabricados con incorporación de áridosR presentan valores de densidad en estado fresco y en estado endurecido inferiores a los de los convencionales. Igualmente se aprecia que la densidad de los hormigones que incorporan humo de sílice es inferior a la de los que no lo incorporan (HCS frente a HC y HaRS frente a HaR). En cuanto a los resultados de resistencias a compresión, estos indican que la sustitución del 50 % de las fracciones gruesas de áridos convencionales por áridos reciclados proporciona hormigones de características similares, presentando, a partir de los 7 días, una mayor resistencia los hormigones que incorporan humo de sílice frente a los que no lo hacen.

Tras el análisis de los resultados de resistencias a tracción indirecta se puede concluir que ni la incorporación de árido reciclado ni la de humo de sílice tienen especial influencia. Las resistencias de todos los hormigones, para las distintas edades, presentan escasas diferencias.

En todos los hormigones que incorporaban áridosR se ha constatado una disminución del módulo de deformación longitudinal E, influyendo levemente en este parámetro la adición de humo de sílice. En efecto, en todos los casos la rigidez a compresión es ligeramente superior en las mezclas HCS y HaRS en comparación a sus patrones HC y HaR.. Asimismo, la presencia de áridosR produce en los hormigones peores comportamientos frente a cansancio. La adición de humo

[2] En esta tesis doctoral se sigue la nomenclatura de asignar una R a los áridos reciclados (áridosR).



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



*Instrumentación del hormigón. Galgas de roseta y unidireccionales*

*Aspas con transductores de deformación por cortante*

*Trípodes con transductores de flecha y aspas con transductores de deformación por cortante*

Figura 9.- Instrumentación utilizada en los ensayos.

de sílice tiene efectos beneficiosos en el control de dicho factor de forma que un HaRS puede ofrecer, bajo cargas mantenidas, mejores resultados.

Asimismo en la citada tesis se incluyen diversos ensayos sobre propiedades estructurales. Para ello, con los hormigones diseñados se fabricaron vigas de hormigón armado de sección rectangular. Para cada tipo de hormigón, se fabricaron cuatro vigas con distintas cuantías de armadura transversal que se ensayaron hasta rotura.

El diseño del ensayo se realizó de forma que la rotura se debiese principalmente a esfuerzos de cortante (viga biapoyada con dos cargas puntuales que proporcionan una ley de momentos trapezoidal), de forma que se pudiese estudiar el comportamiento de los nuevos hormigones frente a este esfuerzo y la influencia de las diferentes cuantías en dicho comportamiento. En la figura 9 se muestra la instrumentación utilizada en los ensayos y la configuración de los mismos.

Los resultados obtenidos mediante instrumentación (deformaciones del acero, del hormigón y flechas en cada escalón de carga), indican pequeñas diferencias de comportamiento entre los distintos hormigones, sobre todo en cargas últimas, diferencias que aumentan cuando se analiza la figuración en servicio. En la figura 10 puede verse, tanto el esquema de las fisuras producidas durante el ensayo de la viga V24HR como la fotografía correspondiente a la situación de rotura de la misma.

Los resultados de la instrumentación se contrastaron con el programa Response que aplica la teoría de cortante del MCFT (Modified Compression Field Theory), obteniéndose que ésta caracteriza adecuadamente el comportamiento de todos los hormigones. También se realizó un contraste de los resultados con diferentes normativas (que aplican en general formulaciones empíricas), observándose que todas las normas presentan, en general, un carácter conservador y en especial de la EHE, siendo la formulación de la AASTHO (basada en la teoría del MCFT) la que mejor ajusta los resultados.

En la misma dirección que la tesis doctoral de B. González (2002), se está finalizando la tesis doctoral de M. Etxebarría, dirigida por los doctores A.R.Marí y E. Vázquez. Sí bien el planteamiento estructural es similar, difieren los aspectos metodológicos respecto al caso anterior. En este caso se ha preparado un hormigón de base (patrón) al que después se ha reciclado para constituir los áridos de partida del hormigón reciclado. Los resultados redundan en la misma dirección que los señalados con anterioridad.

## 5. CONCLUSIONES

A la luz de lo anteriormente expuesto se pueden plantear, como conclusiones principales, las siguientes:

- Parece necesario visualizar el ciclo de vida que se constituye en un proyecto estructural, en consecuencia, debe

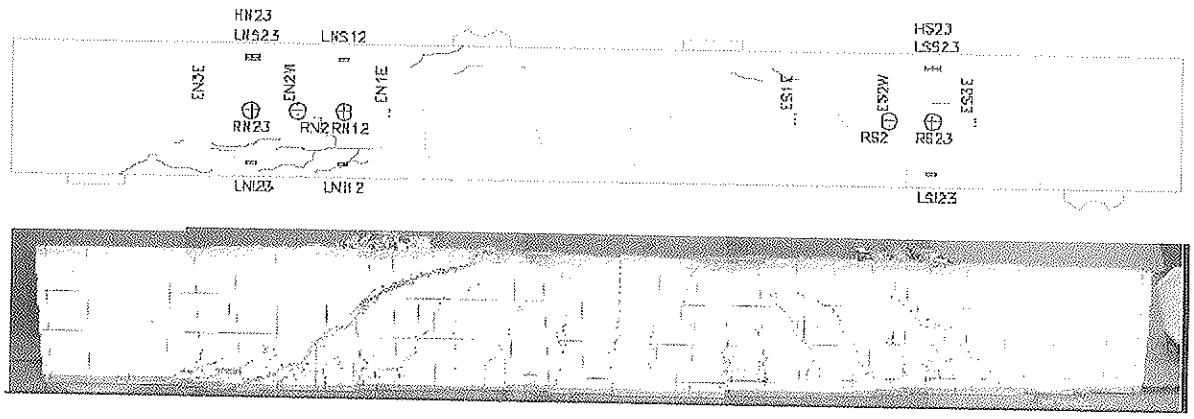



Figura10.- Diagrama de fisuras y vista real de la fisuración y rotura de la viga V24HR.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

cuantificarse la vida útil de la estructura, ya que la misma tendrá claras consecuencias en todas las etapas posteriores. El concepto de reponibilidad constituye un planteamiento interesante en esta dirección.

- Las potencialidades del hormigón estructural cara al futuro siguen estando muy claras. Ahora bien hay que ahondar en la conciencia social y profesional por los temas de sostenibilidad en el sector de la construcción. Los puntos de vista del análisis deben ser más globales y para una cuantificación rigurosa de los diferentes planos de requerimiento pueden utilizarse técnicas de análisis de valor.
- La tecnología hoy en día disponible para avanzar en los temas de sostenibilidad es, mayoritariamente, satisfactoria. La implantación real de estas vendrá dada por las directrices que surjan desde las primeras etapas del proceso (planificación, administración, promotores, etc).
- Los ensayos realizados sobre hormigones realizados con áridos reciclados procedentes de hormigón muestran la viabilidad de la utilización estructural de los mismos, con la consiguiente ventaja de disminución de empleo de recursos naturales. A la luz de los resultados mostrados se puede hacer una sustitución parcial de áridos naturales con variaciones poco significativas de las prestaciones
- El tratamiento normativo de los hormigones con áridos reciclados (HaR) puede ser similar al actual, enfatizando en el aspecto del árido reciclado. Parecería prudente incorporar este planteamiento en la nueva normativa, si bien, limitando el porcentaje de árido reciclado y requiriendo unas medidas de control de estos áridos.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su agradecimiento a aquellos compañeros que han participado en diversos proyectos conjuntos que han permitido llegar a resultados, algunos de los cuales se muestran en el presente proyecto.

Asimismo quieren excusarse por adelantado, frente a algún olvido que se pueda haber producido en la referencia a trabajos realizados en los últimos años en esta dirección. Este olvido puede ser fruto de la ignorancia propia, de las limitaciones de espacio o bien por entender que se alejaban mucho de la parte principal del artículo.

## REFERENCIAS

Aguado, A. y Casanova, I. (1997). *Introducción. Capítulo 1 "Demolición y reutilización de estructuras de Hormigón"*. Ed GEHO-ATEP-Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 160 pp. Monografía nº E-7. Estructuras y Edificación.

Aparicio Soto, G. (1999), *Establecimiento racional de la vida útil de las estructuras*. Rev. Carreteras. Extraordinario 1999. pp. 48-67. Asociación Española de la Carretera.

Barra, M. (1996). *Estudio de la durabilidad del hormigón de árido reciclado en su aplicación como hormigón armado.* Tesis doctoral dirigida por el Dr. Enric Vázquez. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. UPC. Diciembre 1996.

Cardim, A. (2001) *Análisis del ciclo de vida de productos derivados del cemento. Aportaciones al análisis de los inventarios del ciclo de vida del cemento.* Directores tesis: A. Aguado y A. Josa. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. UPC. Julio.

Estévez, B., Aguado, A. and Josa, A. (2002). *Life Cycle Inventory of concrete recycling.* 10th LCA Case Studies Symposium "Recycling, close-loop economy, secondary resources". Joint SETAC Europe and ISIE Meeting, Barcelona. 2-4 December.

García Meseguer, A. (1983) *Para una teoría de la calidad en construcción.* Rev Informes de la Construcción nº 328, pp.: 9-26. Nov.

Gómez-Soberón, J. M. V. (2002a), *Comportamiento tenso deformacional instantáneo y diferido de hormigón con árido reciclado* Directores de tesis: L. Agulló y E. Vázquez. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona. UPC. Octubre.

Gómez-Soberón, J. M. V. (2002b), *Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate. An experimental study.* Cement and Concrete Research. Vol. 32, ISSN 0008-88-46, 8 pp. 1301-1311.

Gómez-Soberón, J. M. V., Vázquez E. and Agullo, L. (2003a) *The shrinkage of the concrete with substitution of the aggregates by recycled concrete aggregates.* ACI 5th International Conference. Innovations in Design with Emphasis on Seismic, Wind, and Environmental Loading; Quality Control and Innovations in Materials / Hot – Weather Concreting. Cancun, Mexico. (en imprenta).

Gómez-Soberón, J. M. V., Agulló, L. and Vázquez., E. (2003b). *The creep of the concrete with substitution of the aggregates by recycled concrete aggregates.* ACI 5th International Conference. Innovations in Design with Emphasis on Seismic, Wind, and Environmental Loading; Quality Control and Innovations in Materials / Hot – Weather Concreting. Cancun, Mexico. (en imprenta).

Gónzalez, B. (2002). *Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: dosificación, propiedades mecánicas y comportamiento estructura a cortante.* Tesis doctoral dirigida por el Dr. Fernando Martínez. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad da Coruña. Noviembre 2002.

Grübl, W. (1999), *Environmentally friendly construction technology-interaction between construction and environment.*

http:www.b-i-m-de/public/Tudmassiv/bacón 98gruebl.htm

Hansen, T. C. and Bϕegh E., (1995) *Elasticity and drying shrinkage of recycle-aggregate*, ACI Journal, (5) 648-652.

LABEIN (2003), *Informe de prospectiva del sector de Obra Civil.* Observatorio de Prospectiva Industrial (OPTI). 50 páginas. Marzo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Lauritzen, E. K. and Jannerup, M. (1993), *Guidelines and experience from the demolition of houses in connection with the resound Link between Denmark and Sweden.* Demolition and Reuse of Concrete and Masonry, in: Guidelines for Demolition and Reuse of Concrete and Masonry, E. K. Lauritzen (Ed.), pp. 35-46.

Mora, P. (2002). *Retos de la industria del cemento para el desarrollo sostenible.* Encuentro internacional sobre Desarrollo Sostenible del cemento y del hormigón. CANMET / ACI / UPC. Barcelona. 4 noviembre. Barcelona, 04 de noviembre de 2002.

Núuñez, R y Aguado, A. (2003). *La gestión del conocimiento en el Sector de la Construcción.* IV Congreso Nacional de la Ingeniería Civil. Madrid, 26-28 de noviembre. Colegio Nacional de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Ormazábal, G. (2002) *El IDS: Un nuevo sistema integrado de toma de decisiones para la gestión de proyectos constructivos.* Director tesis: A. Aguado. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. UPC. Febrero.

RUBAU (2002) *Gestión ambiental en la ejecución de obras.* Manuales de ecogestión nº 7. Ed. Construcciones RUBAU y Departament de Medi Ambient. Generalitat de Catalunya. 239 páginas.

Wainwright, P. J. Trevorrow, A. And Wang,. Yu Y. (1993), *Modifying the performance of concrete made with coarse and fine recycled concrete aggregates.* Demolition and Reuse of Concrete and Masonry, in: Guidelines for Demolition and Reuse of Concrete and Masonry, E. K. Lauritzen (Ed.), pp. 319–330.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# 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, ídem con puntos, etc., del grosor adecuado. El tamaño de letras y números seguirá las pautas indicadas para los planos, recomendándose un mínimo de cuerpo 7 para los títulos y de cuerpo 6 para el texto, una vez efectuada la reducción a 1,2 o 3 columnas.

Los gráficos se admiten también en archivo digital, sólo si éste está elaborado con el programa EXCEL®, el cual permite una buena comunicación con los programas de preimpresión. Las pautas de presentación son las mismas que las indicadas para las figuras en soporte papel, pero tiene la ventaja

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

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 24/11/2026

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 24/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

# 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).

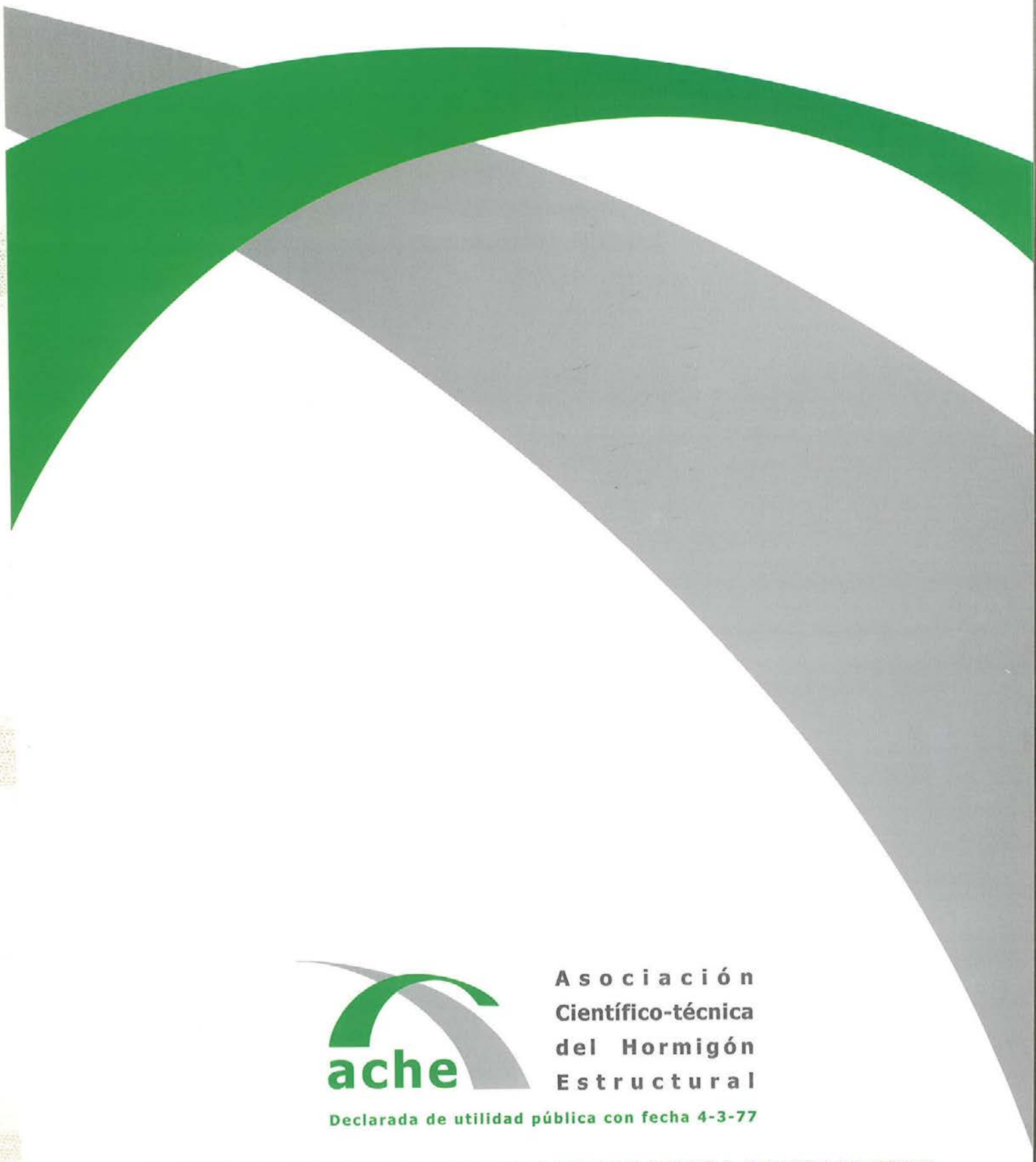
**TIERRA ARMADA, S.A.**–Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.

**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 24/11/2026



ache

Asociación
Científico-técnica
del Hormigón
Estructural

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 24/11/2026