

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 Capítulo 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 Capítulo 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.

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 está 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 arti-

culado 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 Capítulo 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	$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{(2/3)} \leq H50/60$ $f_{ctm} = 2.12 \ln \left(1 + \left(\frac{f_{cm}}{D} \right) \right) > H50/60$	
$f_{ctk,0.05}$ [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	$f_{ctk,0.05} = 0.7 f_{ctm} \quad 5\% \text{ fractile}$	
$f_{ctk,0.95}$ [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	$f_{ctk,0.95} = 1.3 f_{ctm} \quad 95\% \text{ fractile}$	
E_{cm} [GPa]	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{D} \right]^{0.3} \quad (f_{cm} \text{ en MPa})$	
ϵ_{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	$\epsilon_{c1} (\%) = 0.7 f_{cm}^{0.31} < 28$	
ϵ_{cu1} [%] (figura 1.a)	3.5									3.2	3.0	2.8	2.8	2.8	para $f_{ck} \geq 50 MPa$ $\epsilon_{cu1} (\%) = 2.8 + 27 \left[\frac{(98 - f_{cm})}{100} \right]^4$	
ϵ_{c2} [%] (figura 1.b)	2.0									2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	para $f_{ck} \geq 50 MPa$ $\epsilon_{c2} (\%) = 2.0 + 0.085 (f_{ck} - 50)^{0.53}$	
ϵ_{cu2} [%] (Figura 1.b)	3.5									3.1	2.9	2.7	2.6	2.6	para $f_{ck} \geq 50 MPa$ $\epsilon_{cu2} (\%) = 2.6 + 35 \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4$	
n	2.0									1.75	1.6	1.45	1.4	1.4	para $f_{ck} \geq 50 MPa$ $n = 1.4 + 23.4 \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4$	
ϵ_{c3} [%] (Figura 1.c)	1.75									1.8	1.9	2.0	2.2	2.3	para $f_{ck} \geq 50 MPa$ $\epsilon_{c3} (\%) = 1.75 + 0.53 \left[\frac{(f_{ck} - 50)}{40} \right]$	
ϵ_{cu3} [%] (figura 1.c)	3.5									3.1	2.9	2.7	2.6	2.6	para $f_{ck} \geq 50 MPa$ $\epsilon_{cu3} (\%) = 2.6 + 35 \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4$	

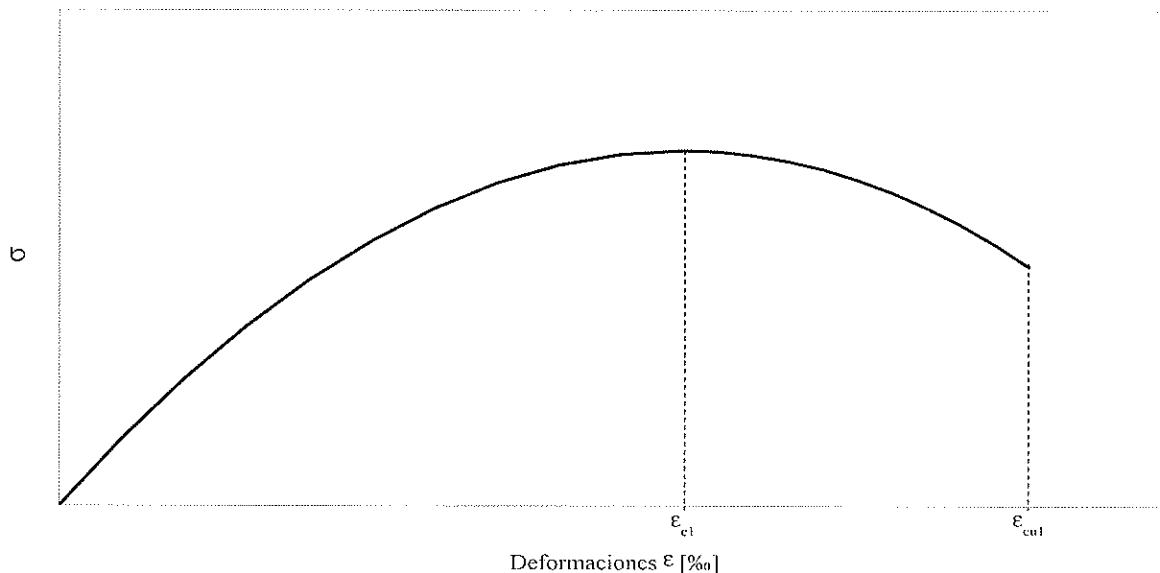


Figura 1.a). Diagrama tipo Sargin. Hormigones de densidad normal.

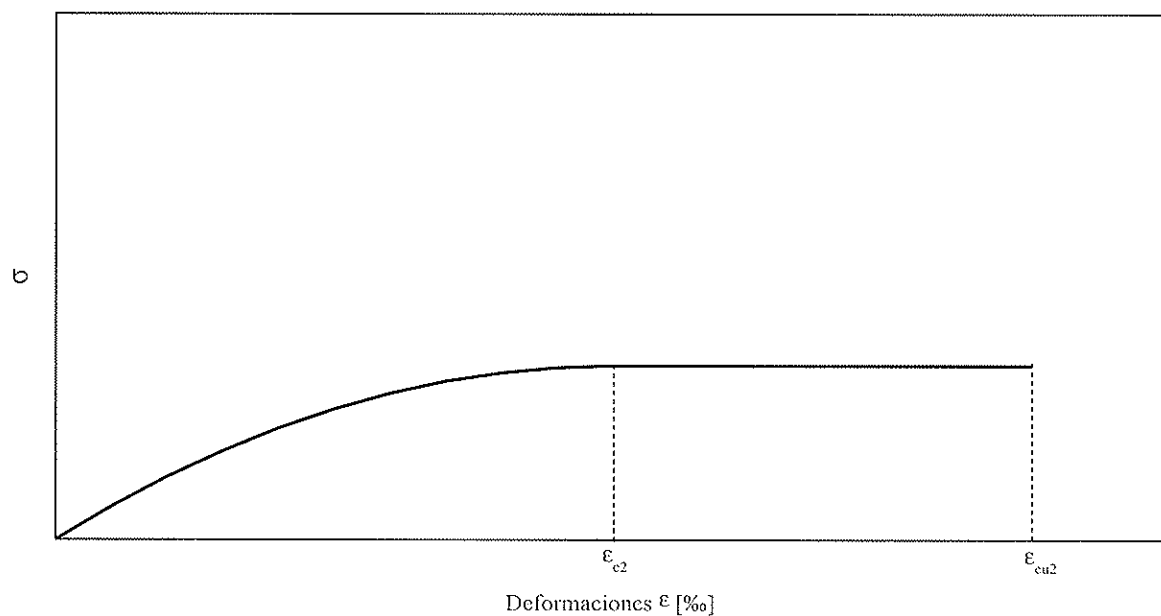


Figura 1.b). Diagrama parábola rectángulo. Hormigones con densidad normal.

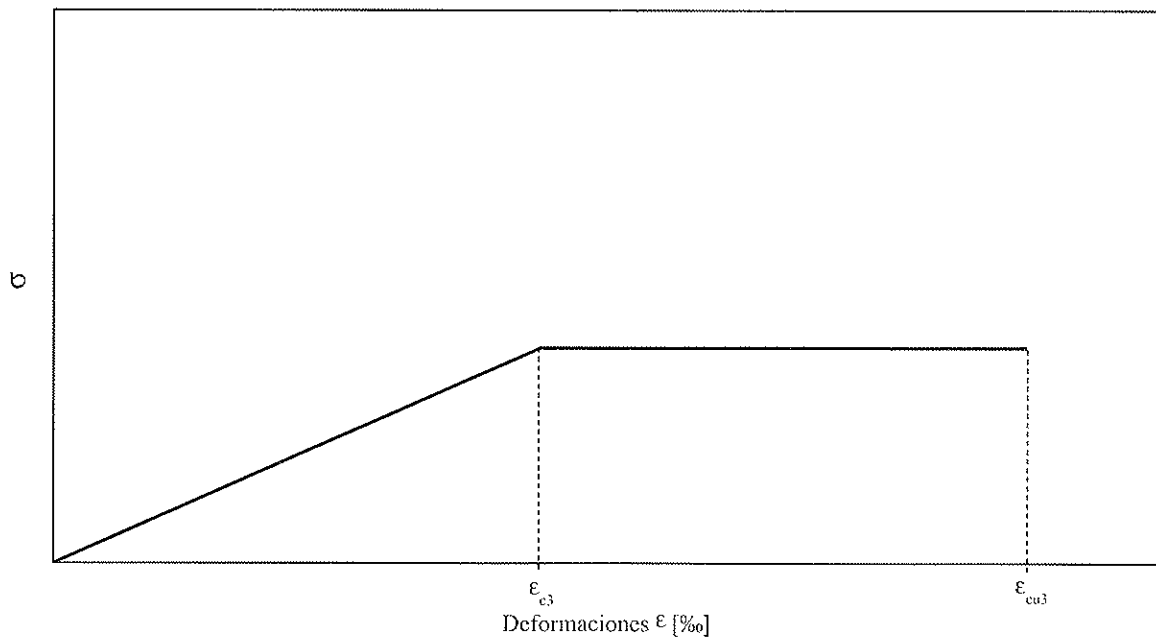


Figura 1.c). Diagrama bilineal. Hormigones de densidad normal.

Tabla 2. Tensiones y deformaciones para los hormigones ligeros establecidas en el EC2.

Resistencia del Hormigón														Relación analítica		
f_{ick} [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80			
$f_{ick,cubica}$ [MPa]	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88			
f_{icm} [MPa]	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Para $f_{ik} \geq 20$ MPa $f_{icm} = f_{ick} + 8$ [MPa]		
f_{icm} [MPa]	$f_{icm} = f_{cm} \eta_1$													$\eta_1 = 0.4 + 0.6 \frac{\rho}{2200}$		
$f_{ick,0.05}$ [MPa]	$f_{ick,0.05} = f_{ck,0.05} \eta_1$													5% fractile		
$f_{ick,0.95}$ [MPa]	$f_{ick,0.95} = f_{ck,0.95} \eta_1$													95% fractile		
E_{icm} [MPa]	$E_{icm} = E_{cm} \eta_E$													$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2$		
ϵ_{ic1} [%] (figura 2.a)	$k \frac{f_{icm}}{(E_{icm} \eta_E)}$													k=1.1 para hormigones ligeros con árido fino arenoso k=1.0 para hormigones con 100% de árido ligero		
ϵ_{icu1} [%] (figura 2.a)	ϵ_{ic1}															
ϵ_{ic2} [%] (figura 2.b)	2.0				2.2				2.3		2.4		2.5			
ϵ_{icu2} [%] (figura 2.b)	$3.5 \eta_1$				$3.1 \eta_1$		$2.9 \eta_1$		$2.7 \eta_1$		$2.6 \eta_1$		$ \epsilon_{icu2} \geq \epsilon_{ic2} $			
n	2.0				1.75		1.6		1.45		1.4					
ϵ_{ic3} [%] (figura 2.c)	1.75				1.8		1.9		2.0		2.2					
ϵ_{icu3} [%] (figura 2.c)	$3.5 \eta_1$				$3.1 \eta_1$		$2.9 \eta_1$		$2.7 \eta_1$		$2.6 \eta_1$		$ \epsilon_{icu3} \geq \epsilon_{ic3} $			

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	Hormigón en masa	1050	1250	1450	1650	1850	2050
[kg/m ³]	Hormigón armado	1150	1350	1550	1750	1950	2150

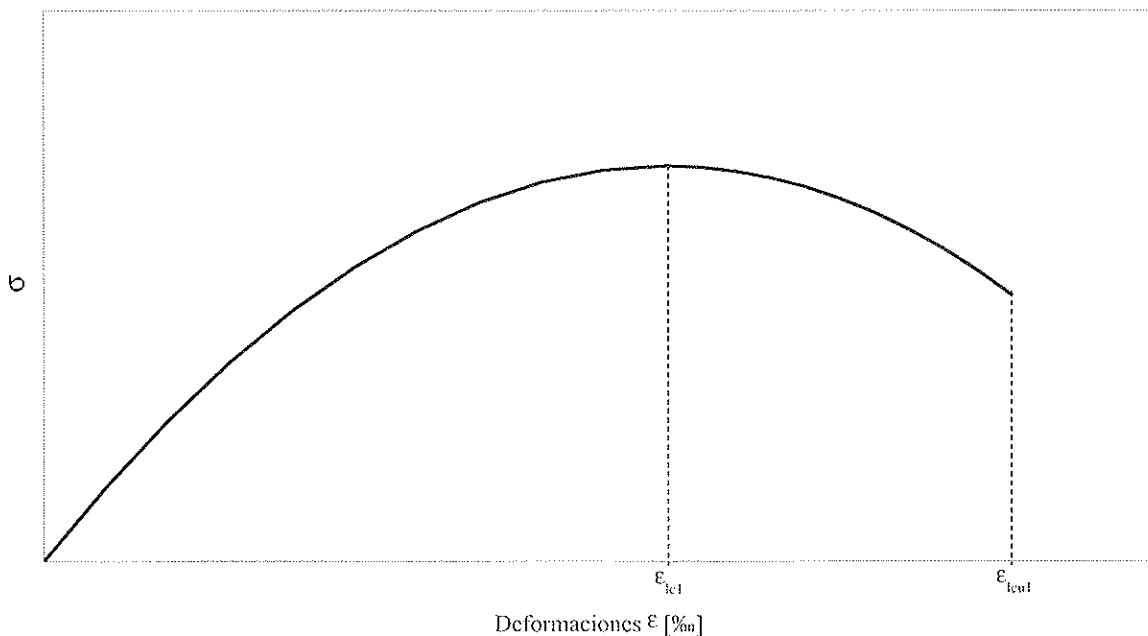


Figura 2.a). Diagrama tipo Sargin. Hormigones ligeros.

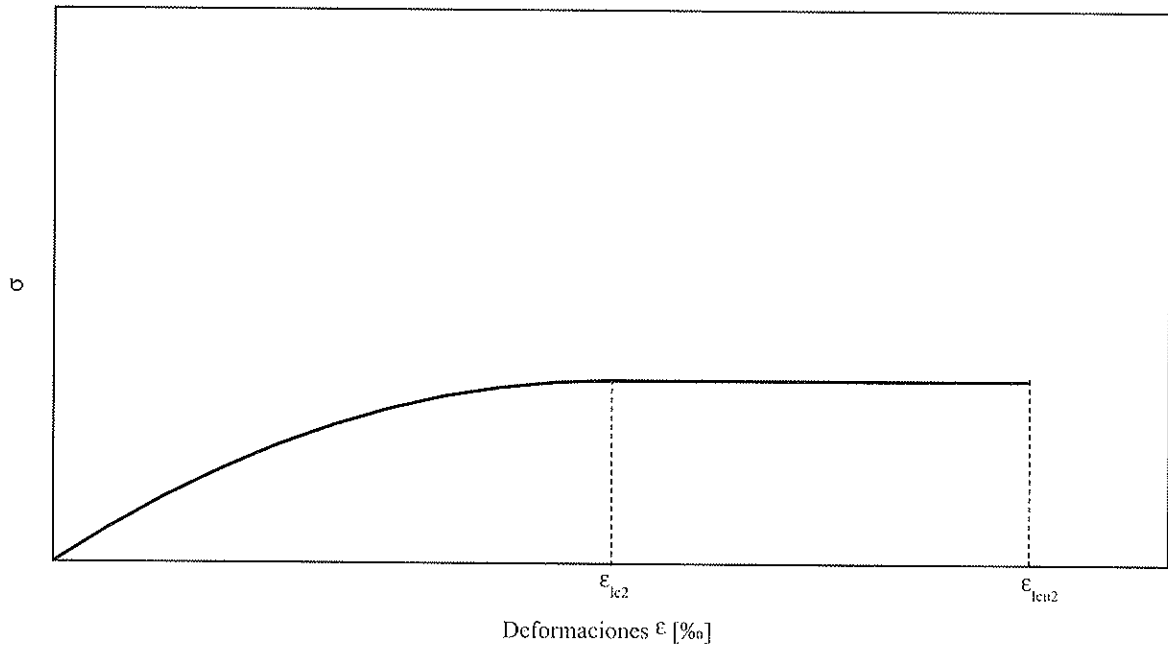


Figura 2.b). Diagrama parábola rectángulo. Hormigones ligeros.

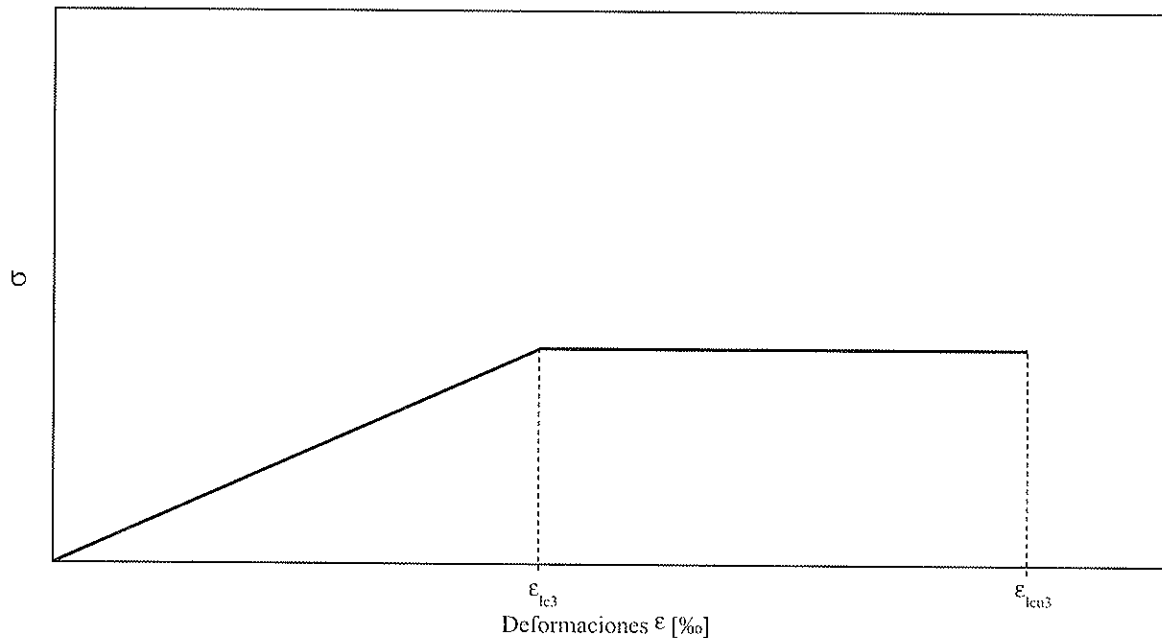


Figura 2.c). Diagrama bilineal. Deformación máxima y mínima. Hormigones ligeros.

Los factores correctores que plantea el EC2 son η_I y η_E , cuya definición se da a continuación.

$$\eta_I = 0.4 + 0.6 \frac{\rho}{2200} \quad [1.1]$$

Siendo:

ρ : densidad límite superior indicada en la fila 2 de la Tabla 3, para la clase elegida.

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad [1.2]$$

En todas las comparaciones que se presentan en este documento, se ha considerado un hormigón ligero de densidad clase 2.0 ($\rho=2000 \text{ kg/m}^3$). 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 disponer 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 η_I .

Hormigón y Acero

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 η_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 Límite 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 (ϵ_{ct}) y la deformación última (ϵ_{cut}), varían con la resistencia. Este aspecto no está definido en el Anejo 11 de la EHE y debe modificarse en la próxima edición de la Instrucción.

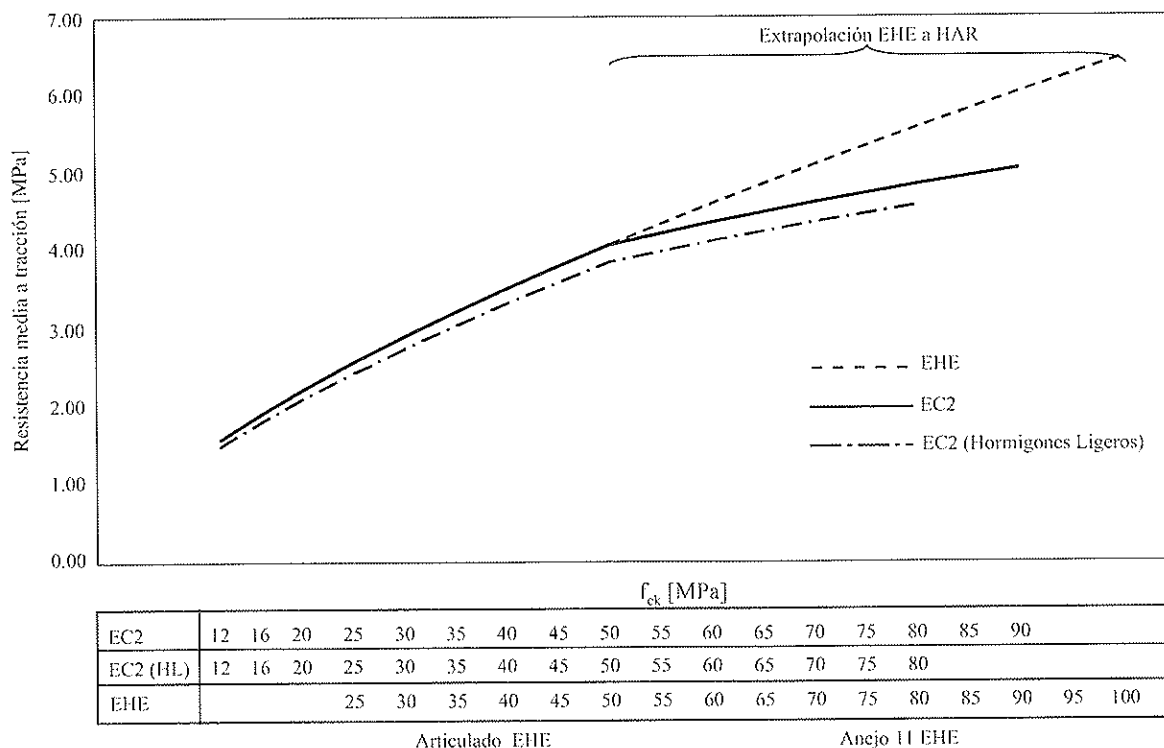


Figura 3. Evolución de la resistencia media a tracción con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica.

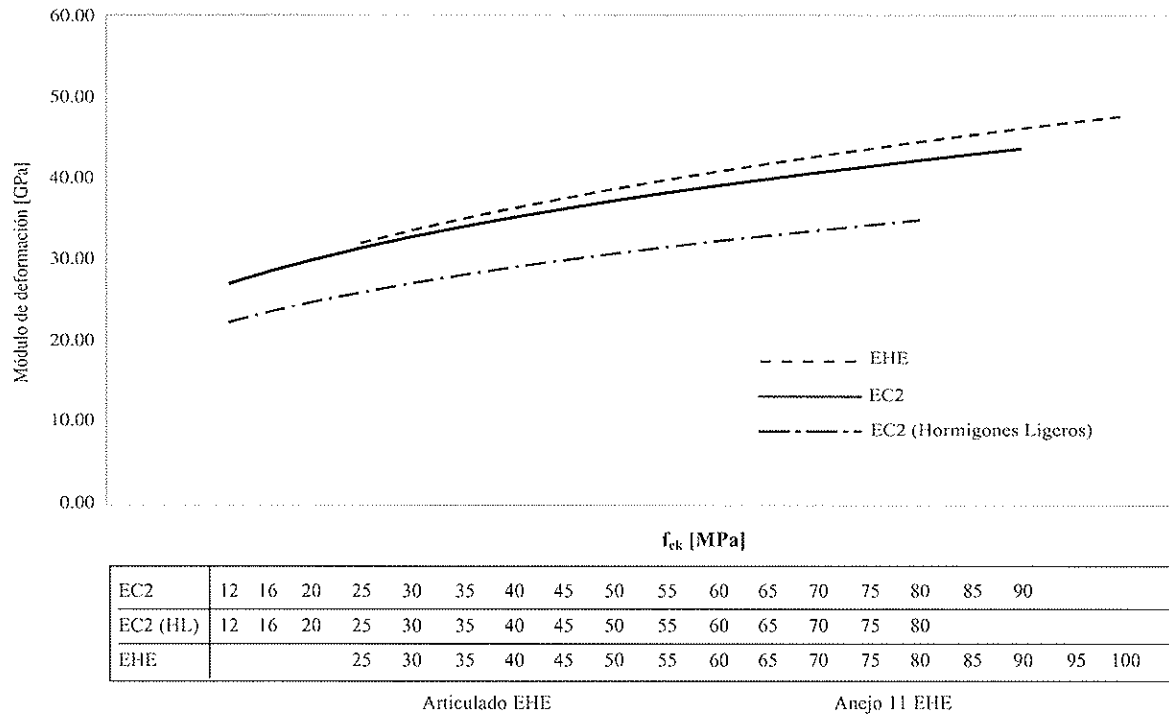


Figura 4. Evolución del módulo de deformación longitudinal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica.

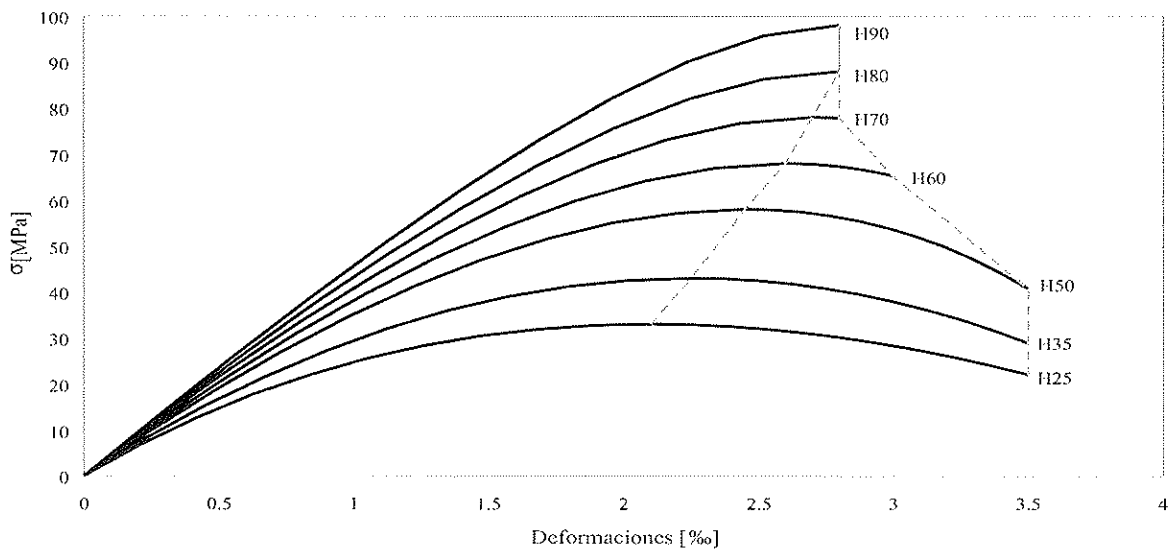


Figura 5.a). Diagramas tipo Sargin para distintas resistencias. EC2 para hormigones de densidad normal.

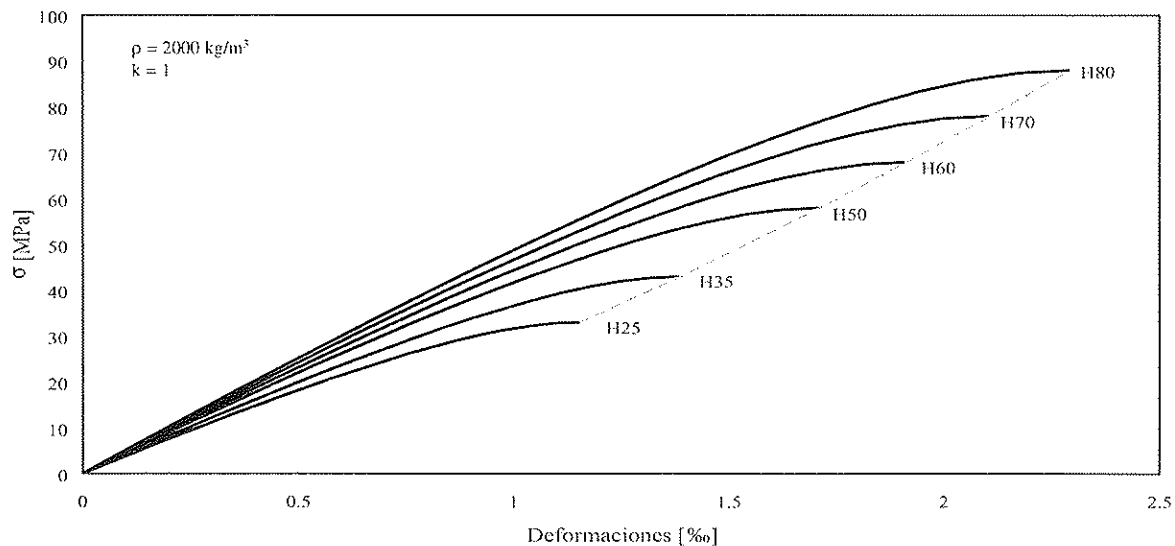


Figura 5. b). Diagramas tipo Sargin para distintas resistencias. EC2 para hormigones ligeros.

Documento descargado de www.e-ache.com el 28/06/2017

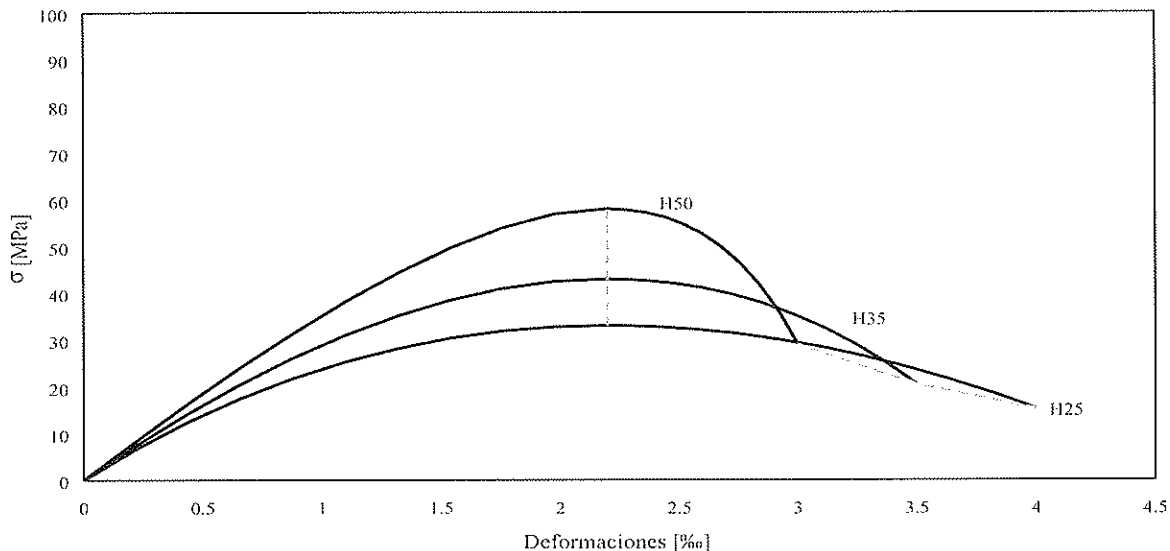


Figura 5.c). Diagramas tipo Sargin para distintas resistencias. EHE.

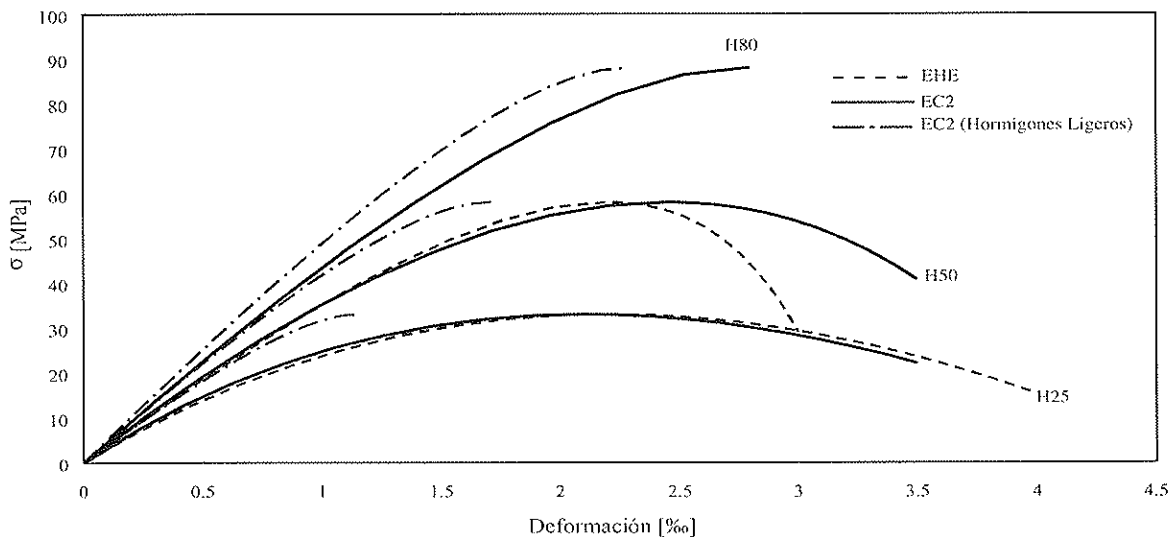


Figura 5.d). Diagramas tipo Sargin para distintas resistencias. Comparación EC2 y EHE.

En las figuras 6a), b) y c) se muestran diagramas parábola rectángulo para distintas resistencias según el EC2 para densidades normales y ligeras y según la EHE. En este caso también, en el EC2 las deformación para tensión máxima y

la deformación última, varían con la resistencia. En el Anejo 11 de la EHE sólo se propone una variación con la resistencia para ϵ_{cu2} y no para ϵ_{c2} que se mantiene constante e igual al 2.2 ‰.

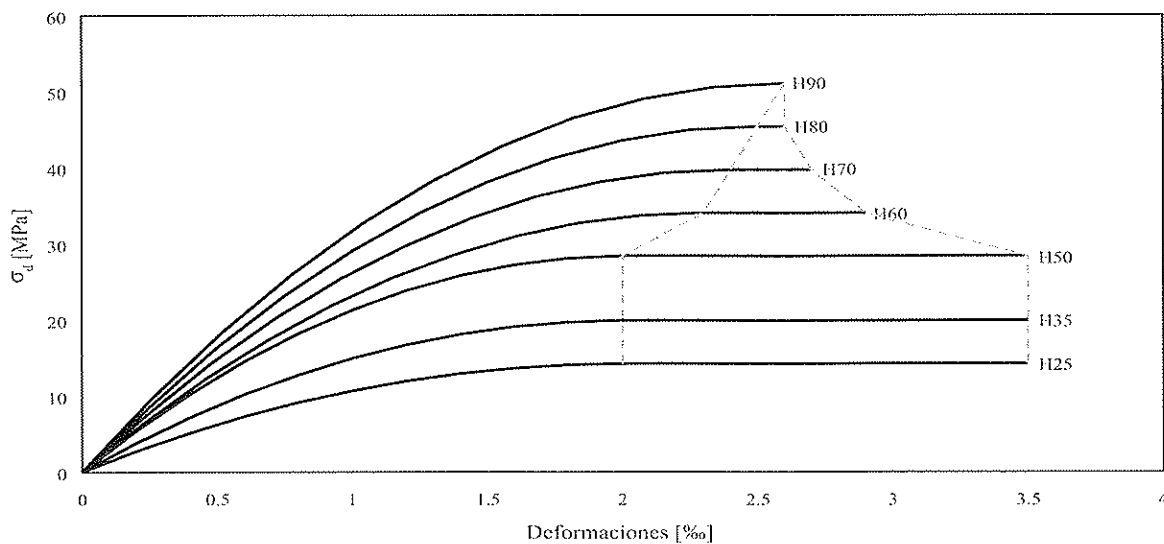


Figura 6.a). Diagramas parábola rectángulo para distintas resistencias. EC2 para hormigones de densidad normal.

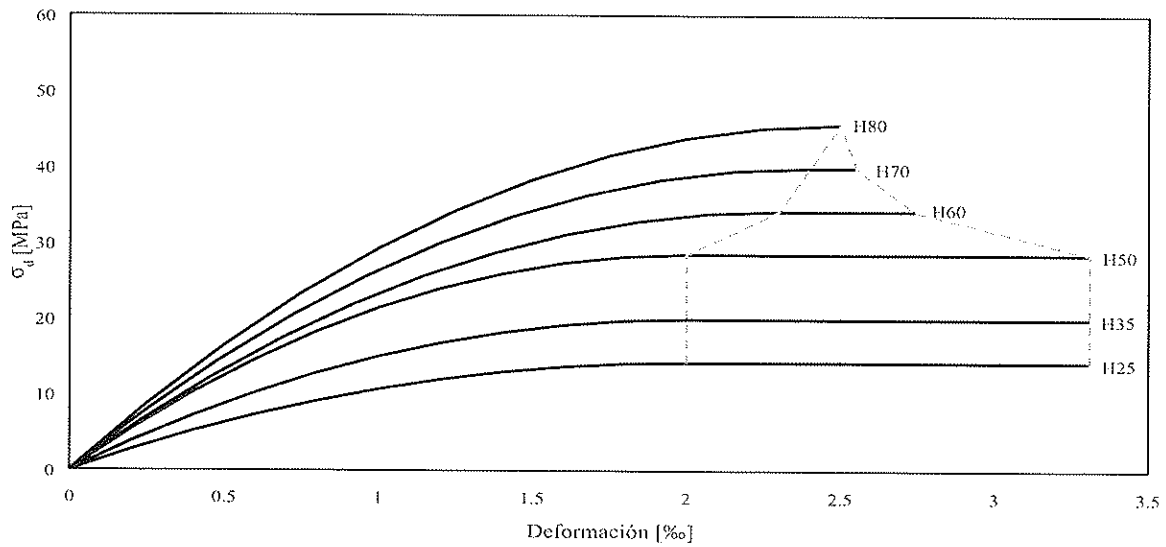


Figura 6.b). Diagramas parábola rectángulo para distintas resistencias. EC2 para hormigones ligeros.

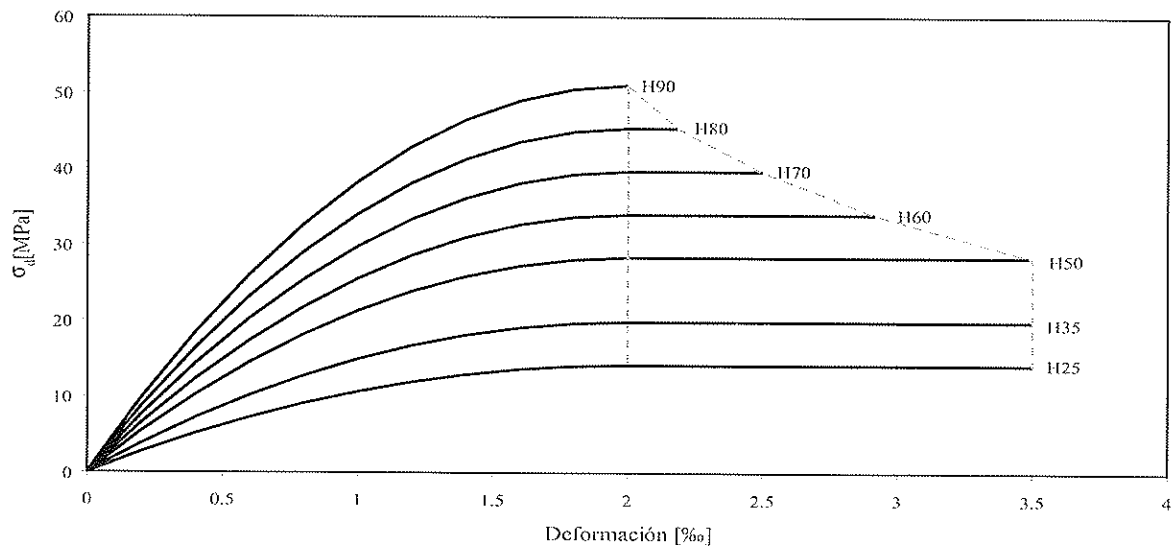


Figura 6.c). Diagramas parábola rectángulo para distintas resistencias. EHE.

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.

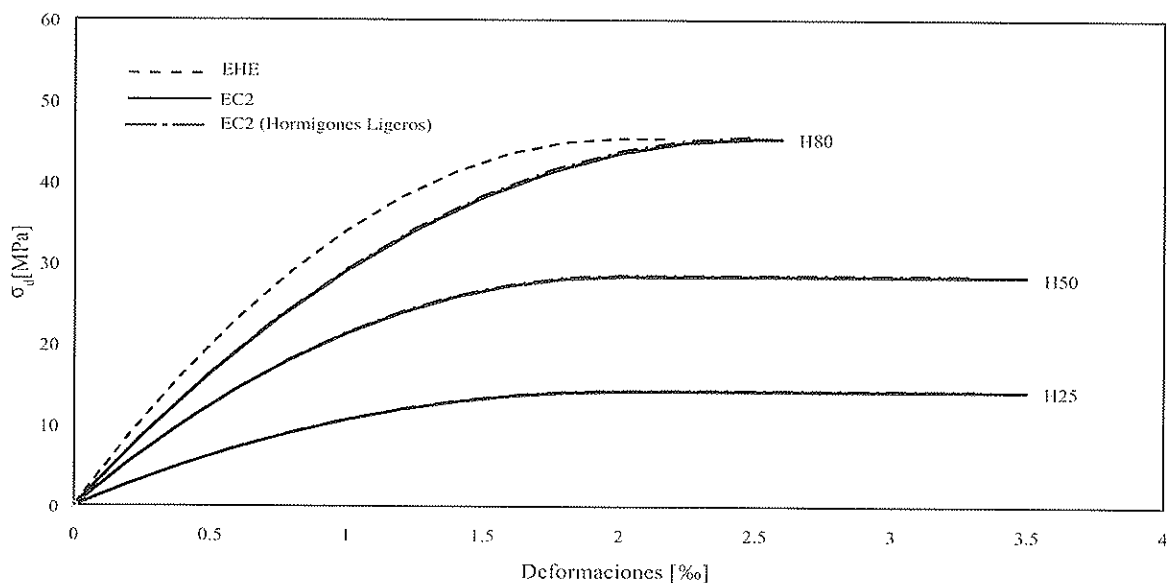


Figura 6.d). Diagramas parábola rectángulo para distintas resistencias. Comparación EC2 y EHE.

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.

$$\lambda = 0.8 \quad \text{Para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad [1.3]$$

$$\lambda = 0.8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \quad \text{Para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad [1.4]$$

$$\eta = 1.0 \quad \text{Para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad [1.5]$$

$$\eta = 1.0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \quad \text{Para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad [1.6]$$

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 η y λ 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.

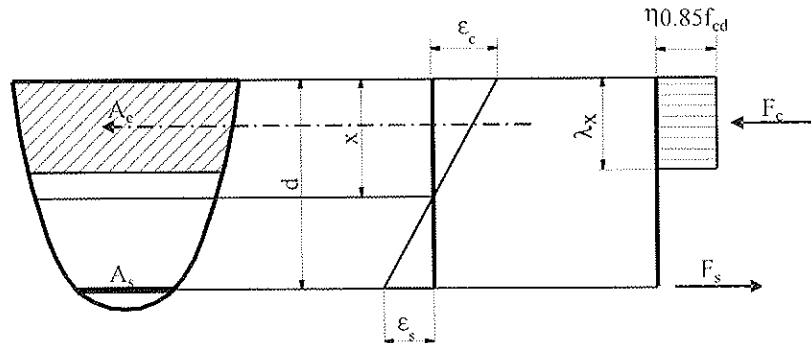
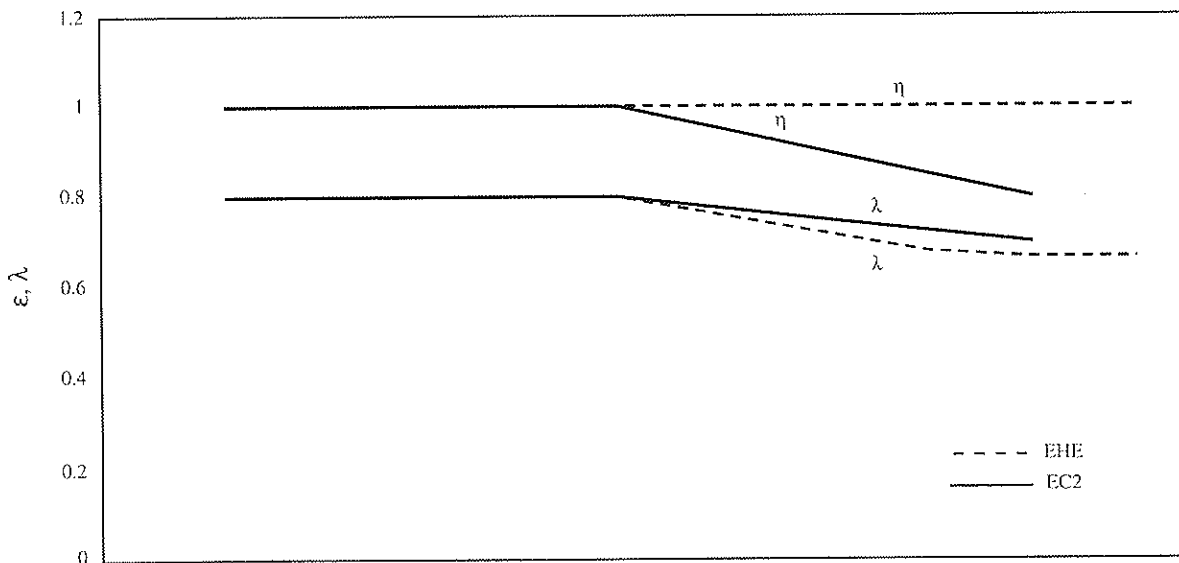


Figura 7. Definición del diagrama rectangular.



	f_{ck} [MPa]																		
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.

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.

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp [1.5 (k_\sigma - 0.45)] \quad [1.7]$$

Siendo:

$\varphi(\infty, t_0)$ Coeficiente ficticio no lineal de fluencia, que reemplaza a $\varphi(\infty, t_0)$

k_σ : Índice de tensión deformación $\frac{\sigma_c}{f_{cm}(t_0)}$, donde σ_c es la tensión a compresión y $f_{cm}(t_0)$ es la tensión media de compresión a la edad de la carga.

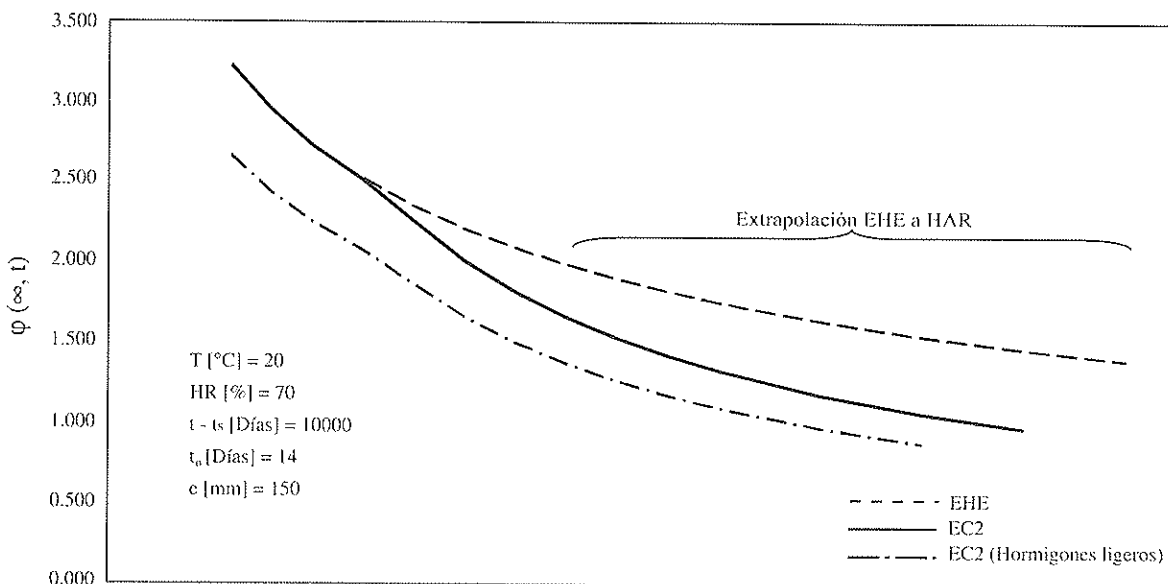
Retracción

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.



	f _{ck} [MPa]																		
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.

Hormigón y Acero

EHE	Articulado EHE										Anejo II EHE						
	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	
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		

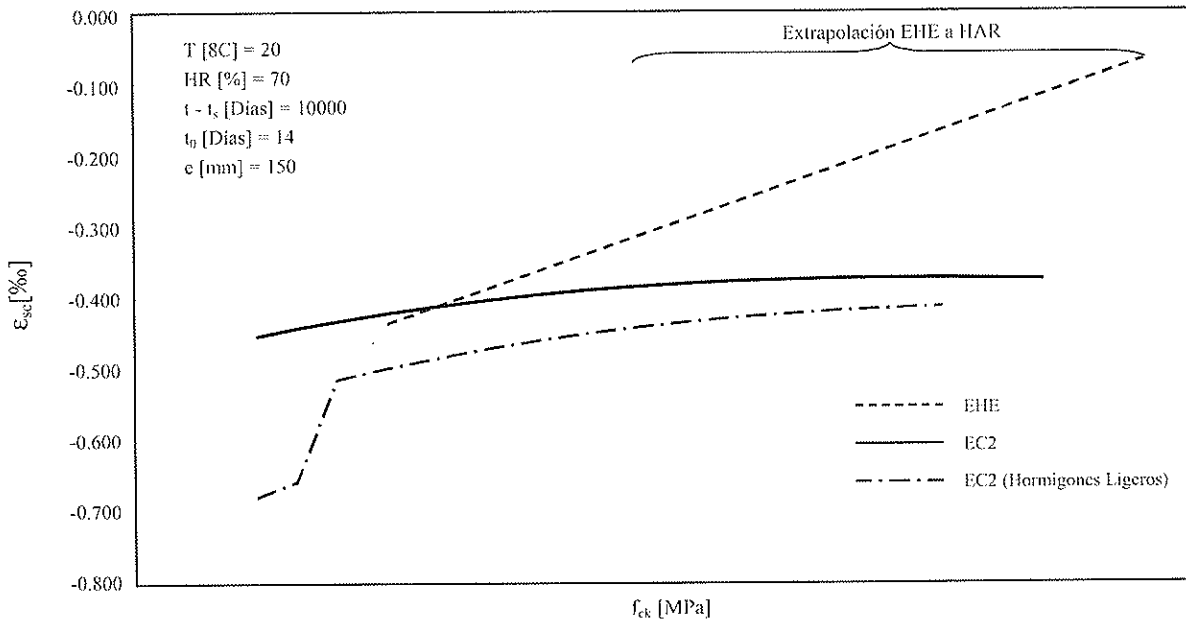


Figura 10. Evolución de la retracción a tiempo infinito con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica.

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 Capítulo 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.

$$A_{s, \min} \sigma_s = k_c k f_{ct, \text{eff}} A_{ct} \quad [1.8]$$

Siendo:

- $A_{s, \min}$ Armadura mínima en la zona traccionada
- A_{ct} Área de hormigón traccionado antes de la fisuración.
- σ_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} .

$f_{ct, \text{eff}}$ Es el valor de la resistencia a tracción efectiva del hormigón en el momento en que prevé que vaya a ocurrir la fisuración: $f_{ct, \text{eff}} = f_{ctm}$ 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.

$$A_{s, \min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad [1.9]$$

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.

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 $f_{ctm} = 0.13f_{ck}$ 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 más 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.

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq \left(0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \sigma_{cp} \right) b_w d \tag{1.10}$$

Siendo:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{con } d \text{ en mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

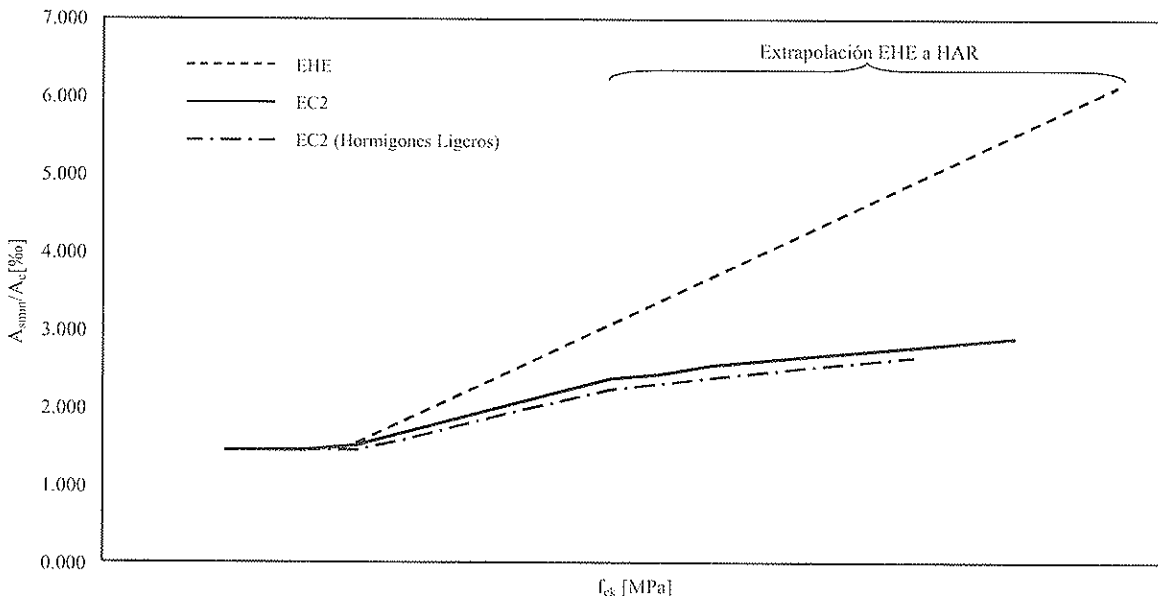
A_{sl} es el área del armadura longitudinal, que se extiende una longitud mayor o igual a $(l_{bd} + d)$ de la sección considerada.

b_w es la menor dimensión de la sección transversal

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} [MPa]$$

N_{Ed} es la fuerza axial 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.

Hormigón y Acero

Hormigón con agregado ligero

Para el caso de hormigones ligeros:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq \left(0.02 \eta_1 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \sigma_{cp} \right) b_w d \quad [1.11]$$

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 %.

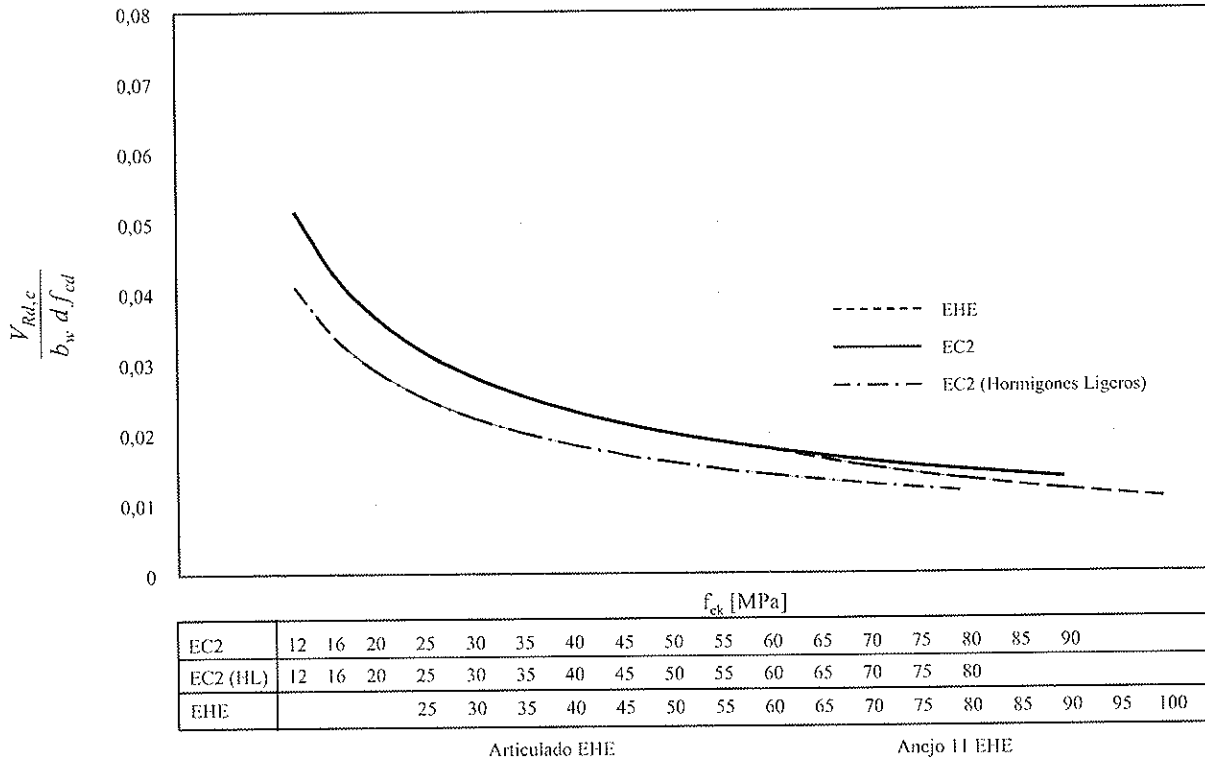


Figura 12.a). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. $h=0.25$ y $\rho_l=0.5\%$.

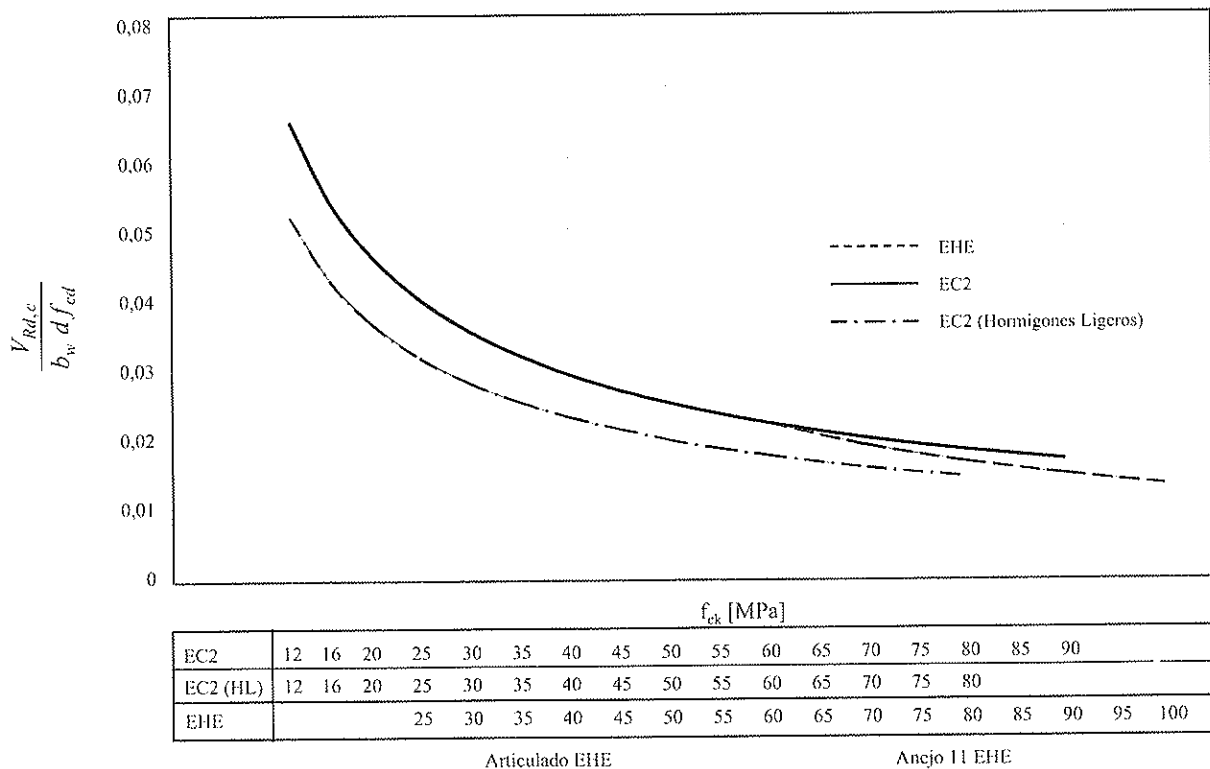


Figura 12.b). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. $h=0.25$ y $\rho_l=1.0\%$.

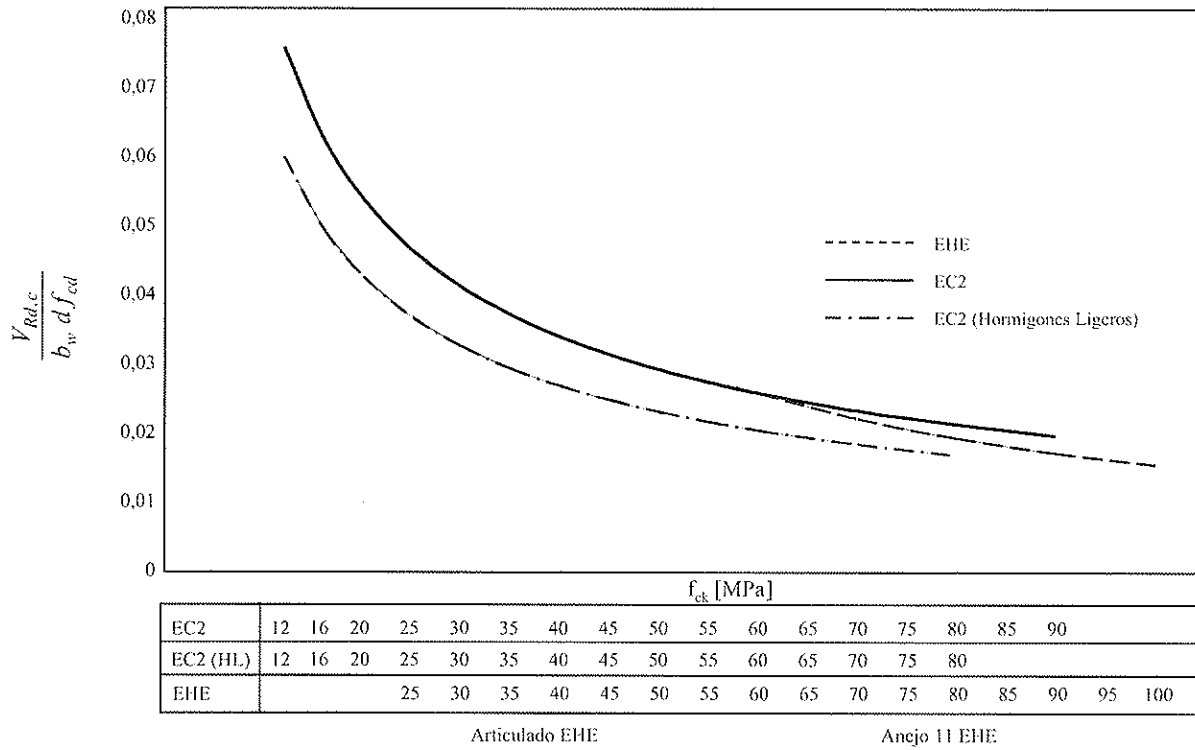


Figura 12.c). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. h=0,25 y ρ_f=1,5%.

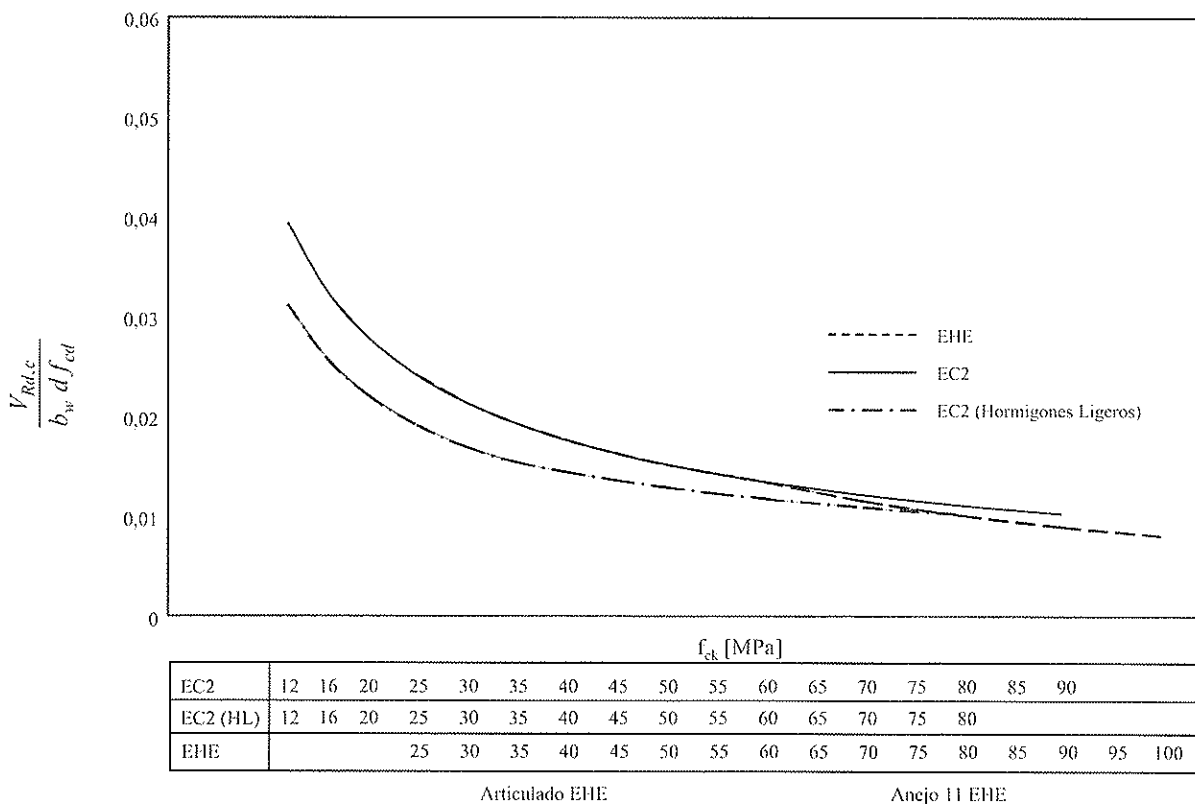


Figura 12.d). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. h=1,0 y ρ_f=0,5%

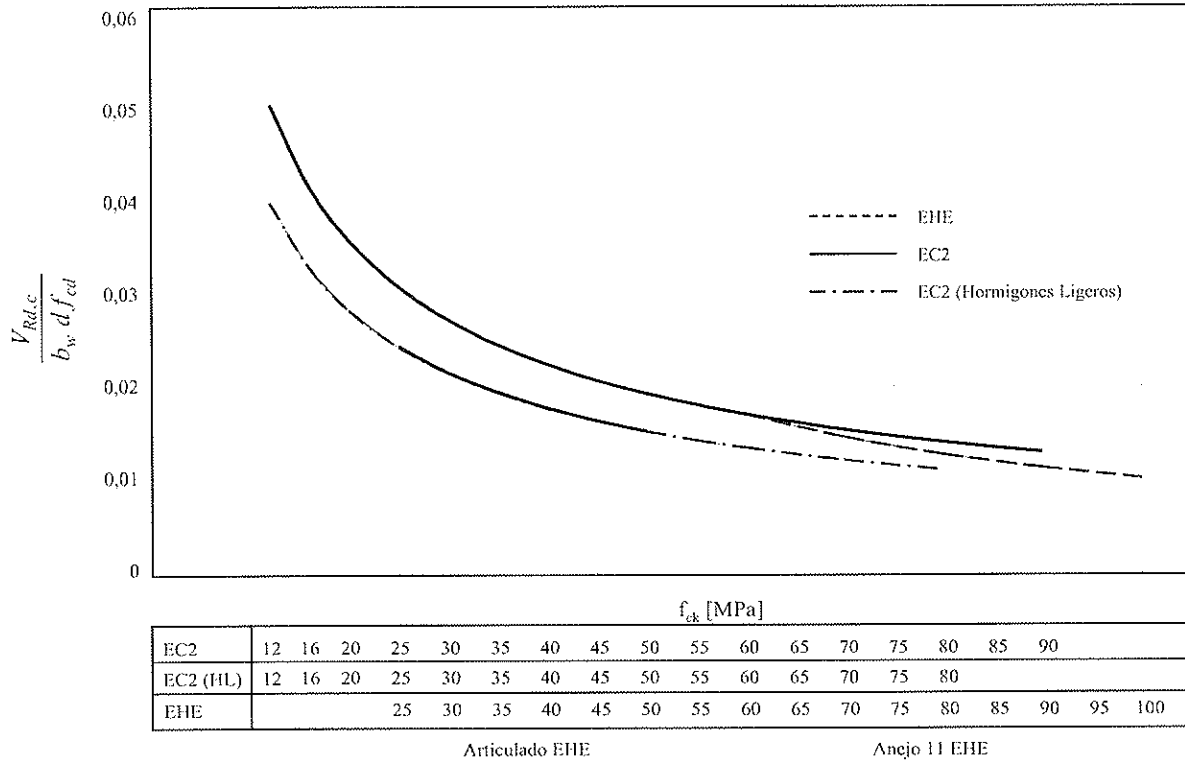


Figura 12.e). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. $h=1.0$ y $\rho_f=1.0\%$.

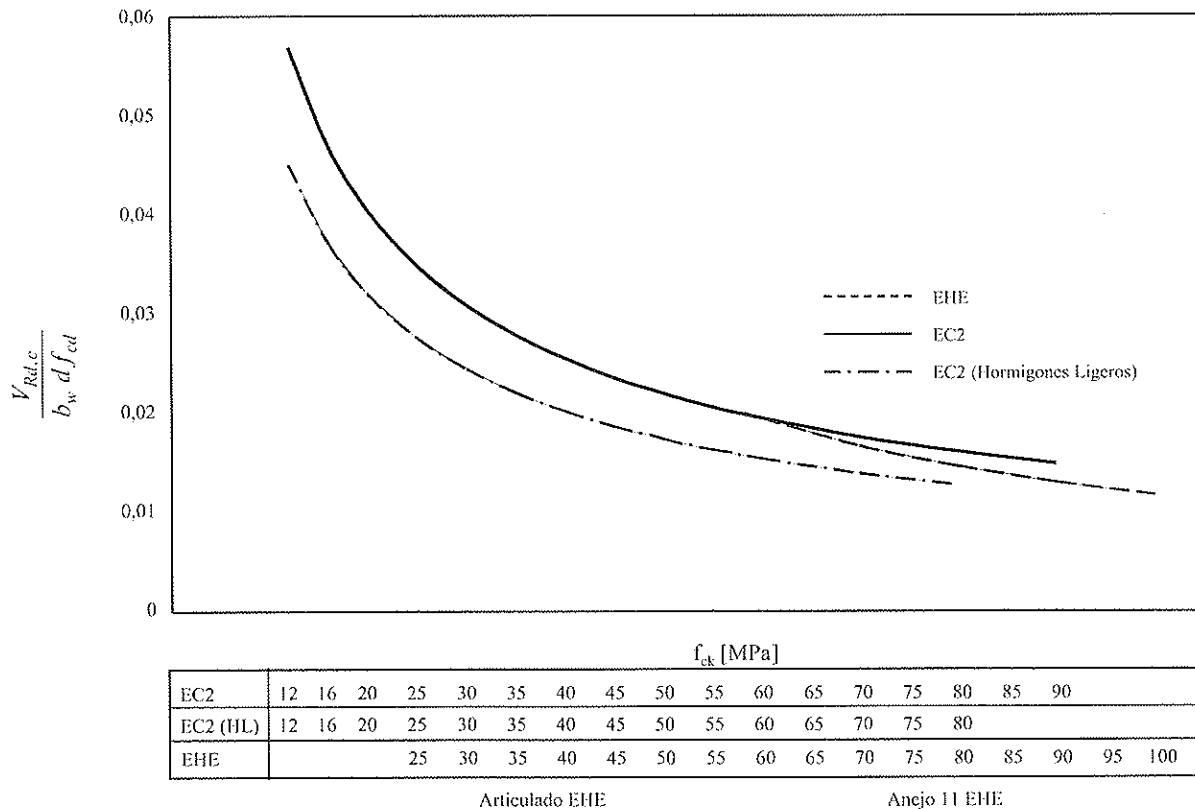


Figura 12.f). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. $h=1.0$ y $\rho_f=1.5\%$.

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.

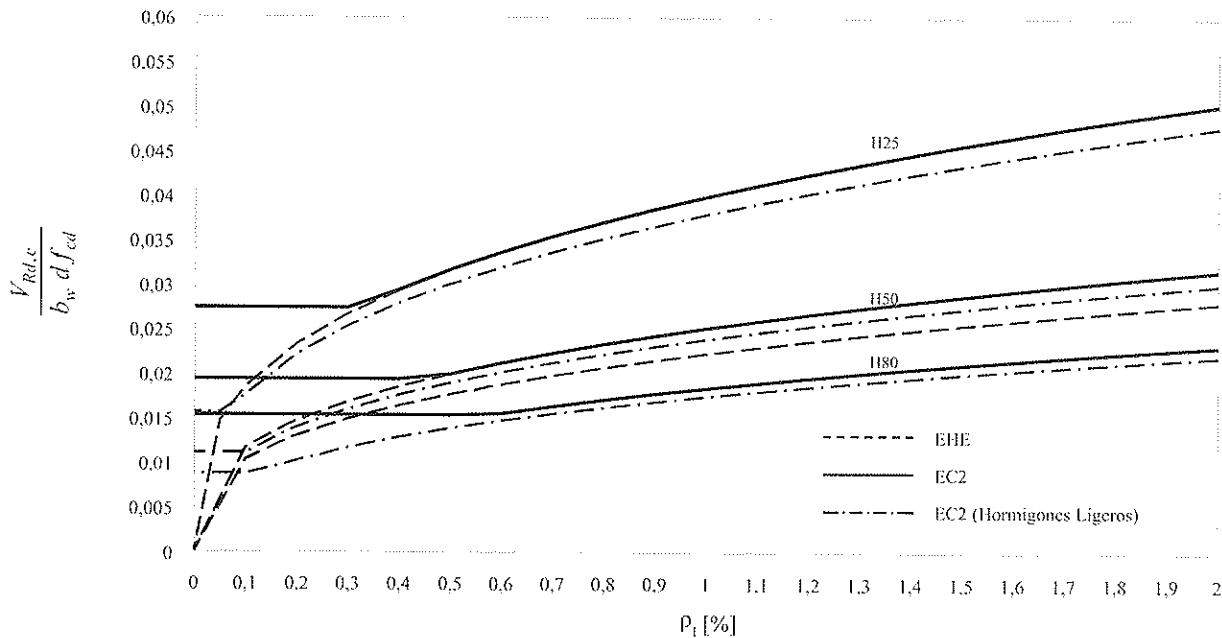


Figura 13.a). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la cuantía longitudinal. h=0.25 m.

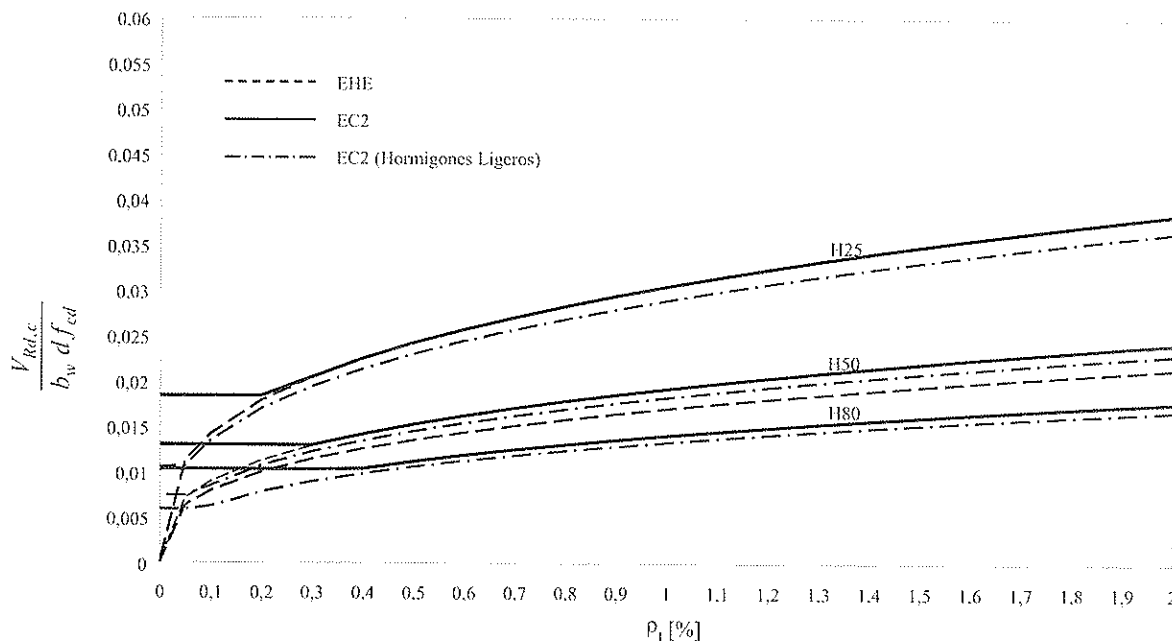


Figura 13.b). Evolución de la resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal con la cuantía longitudinal. h=1.0 m.

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:

$$V_{Rd,max} = \alpha_c b_w z v f_{cd} \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} \quad [1.12]$$

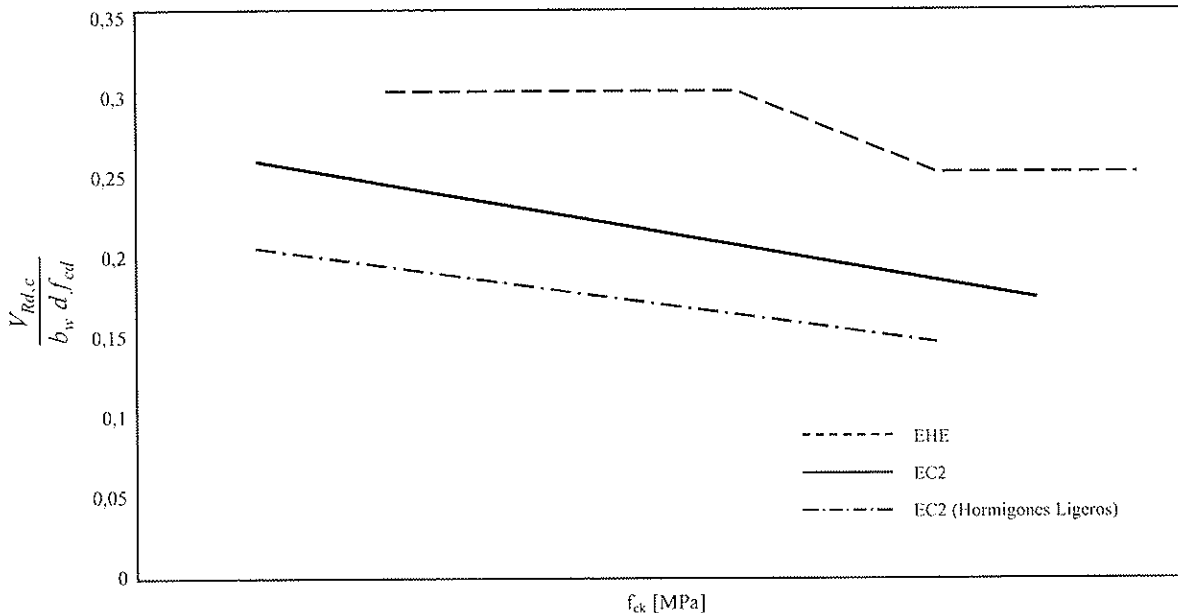
Siendo

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{ck} \text{ en [MPa]}$$

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 $\theta=45^\circ$, cercos verticales ($\alpha=90^\circ$) y $\alpha_c=1.0$ (este coeficiente tiene en cuenta el efecto del axil).

HORMIGÓN CON HORMIGONES LIGEROS



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

Ancjo 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 una 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:

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d} \right) \text{sen } \alpha \quad [1.13]$$

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

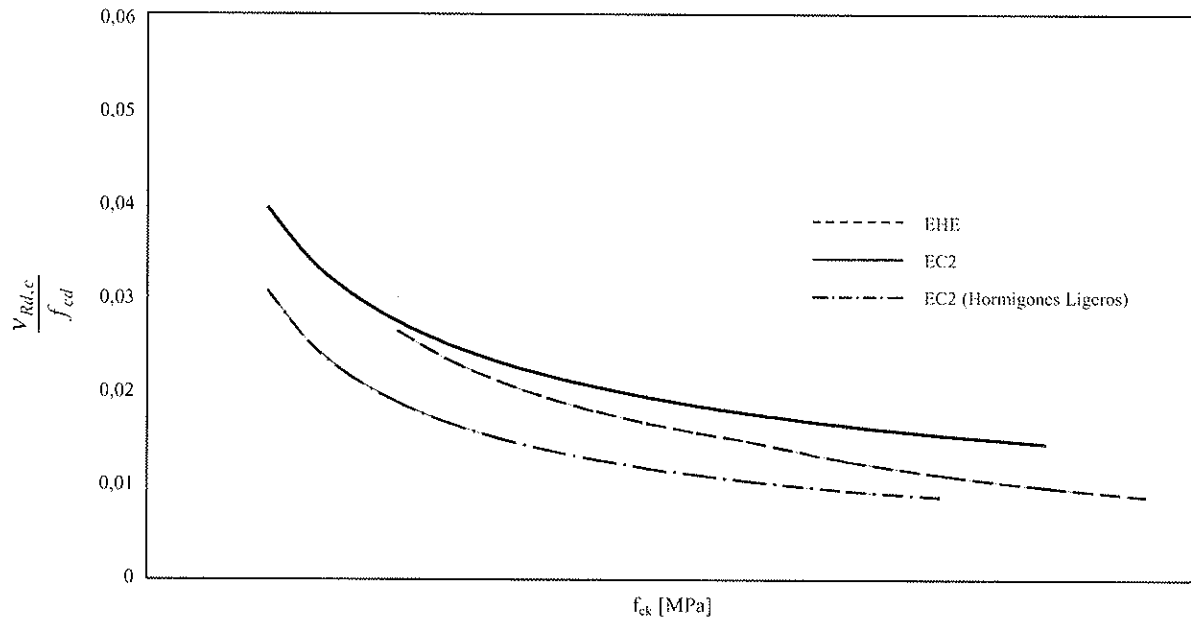
α es el ángulo entre la armadura de cortante y el plano de la losa

u_1 es el perímetro crítico de punzonamiento

Para el caso de hormigones ligeros se tiene:

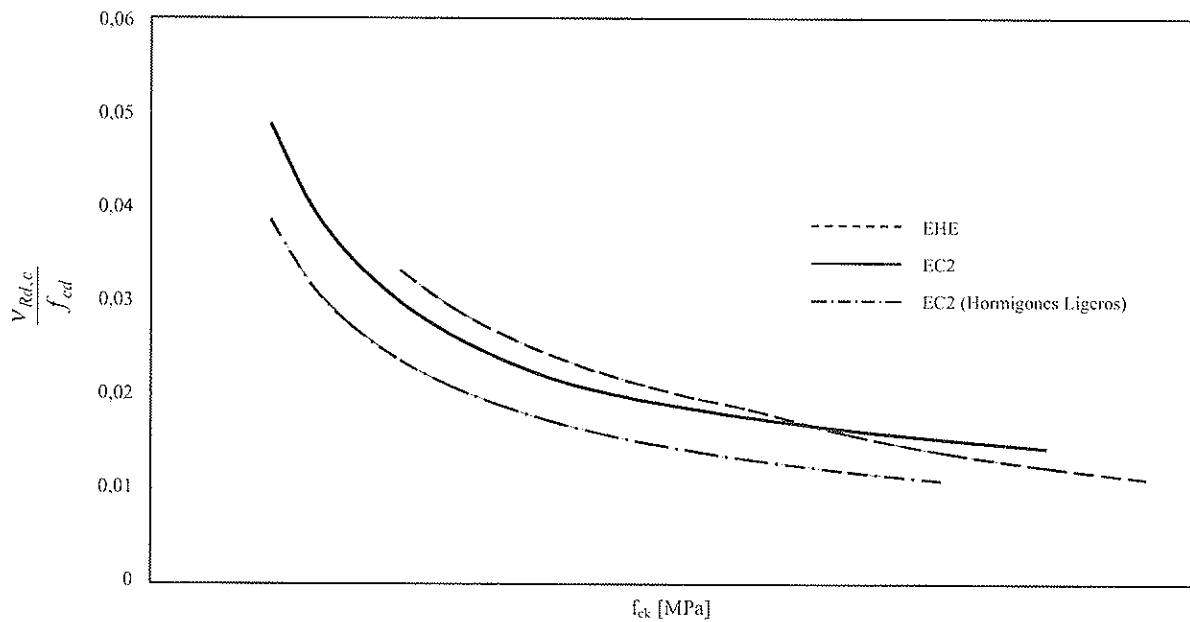
$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d} \right) \text{sen } \alpha \quad [1.14]$$

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.



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 II 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, ρ_f=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 II 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, ρ_f=1.0%.

CONFERENCIA DE INGENIEROS

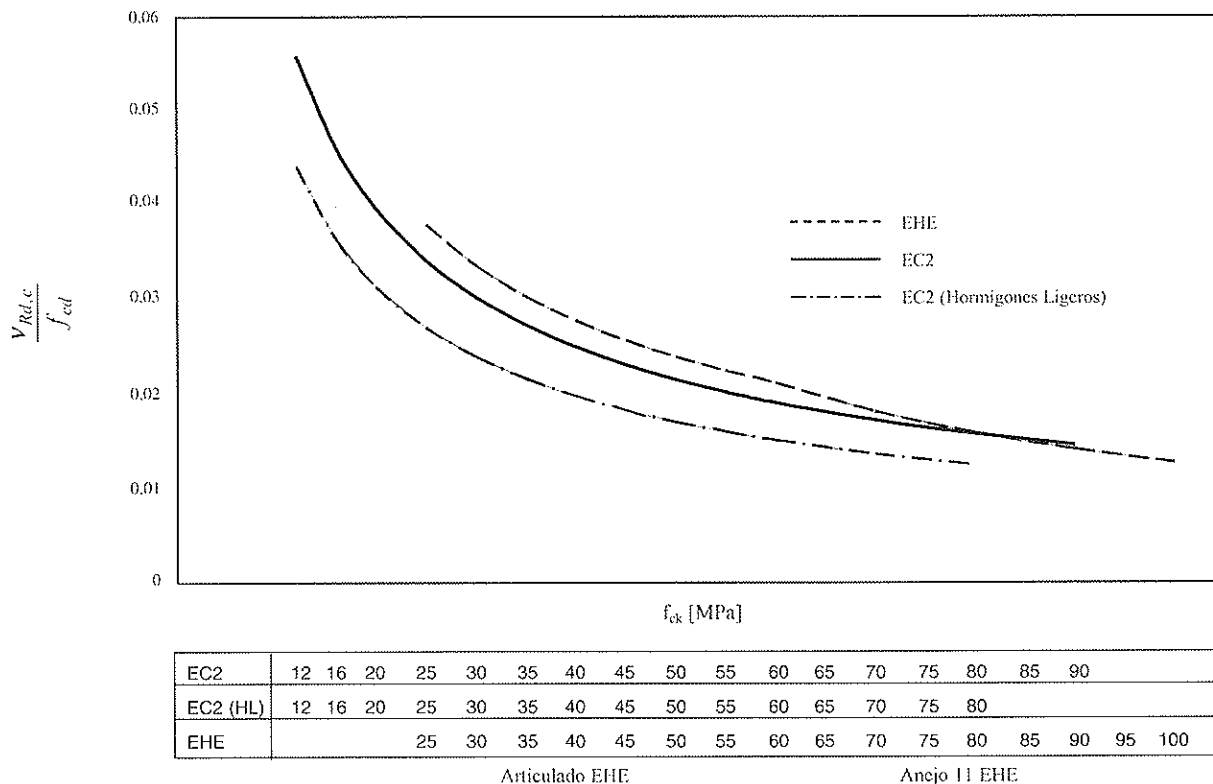


Figura 15.c) Evolución de la resistencia a punzonamiento del hormigón en elementos con armadura transversal con la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica. h=0.25 m, ρ_f=1.5%.

Finalmente el EC2 define la capacidad resistente a compresión del alma con la siguiente expresión.

Este valor se calcula con el mismo modelo que en el Código Modelo 90.

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_o d} \leq v_{Rd,max} = 0.5v f_{cd} \quad [1.15]$$

u_o perímetro del pilar para soportes interiores. Para soportes de borde y esquina se introducen las mismas limitaciones que en la EHE.

siendo:

β coeficiente que tiene en cuenta los momentos y que depende del tipo de pilar (central, borde o esquina)

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 θ=45°.

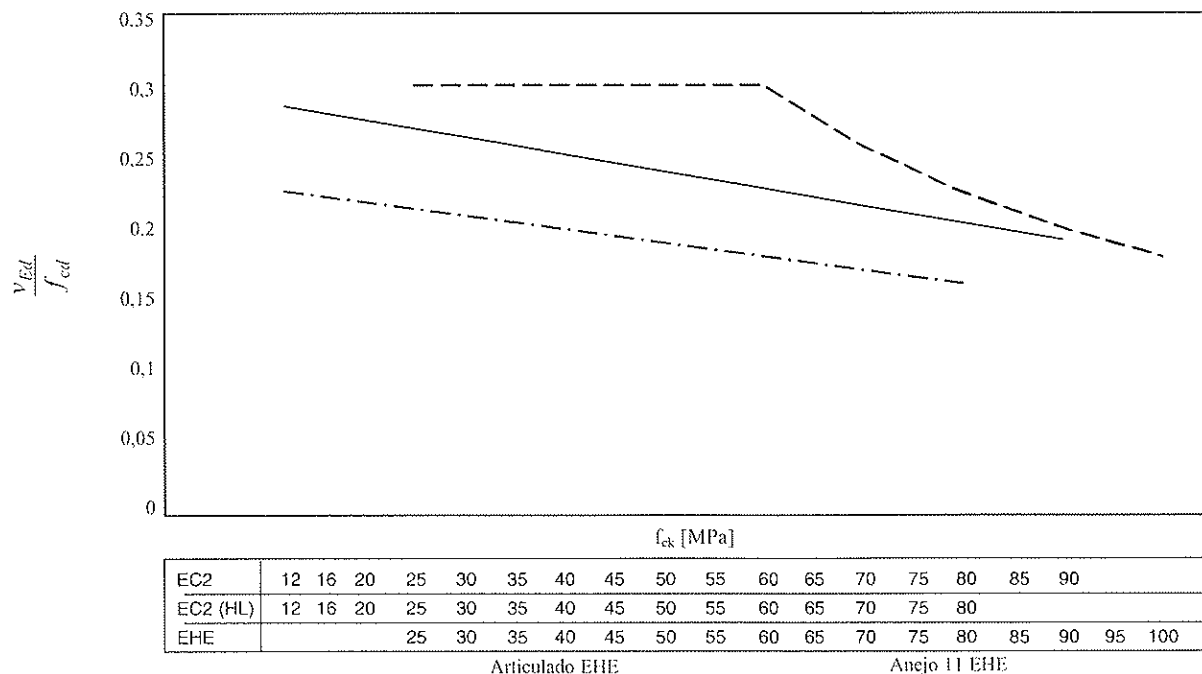


Figura 16. Evolución de la resistencia a punzonamiento por rotura de la biela comprimida.

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:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{si } \rho \leq \rho_0 \quad [1.16]$$

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\left(\frac{\rho'}{\rho_0} \right)} \right] \quad \text{si } \rho > \rho_0 \quad [1.17]$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} 10^{-3} \quad [1.18]$$

En la 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).

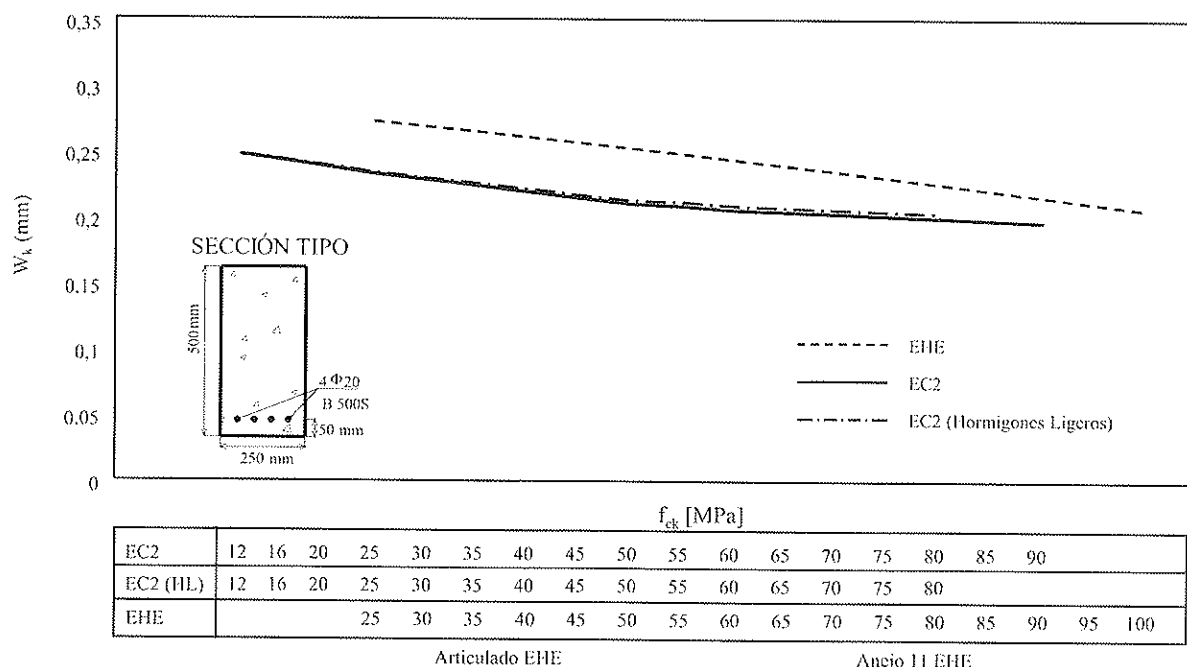


Figura 17. Influencia de la resistencia del hormigón en la abertura de fisura.

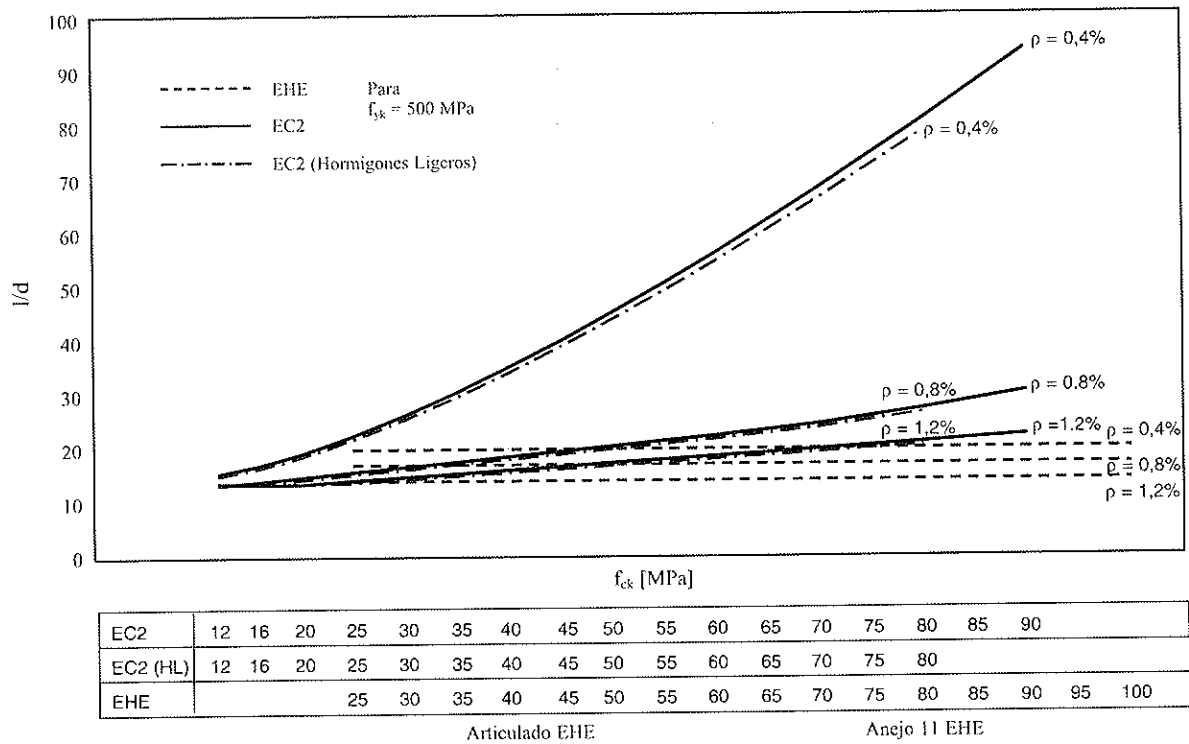


Figura 18. Límites de esbeltez para hormigones de distintas resistencias. ρ constante.

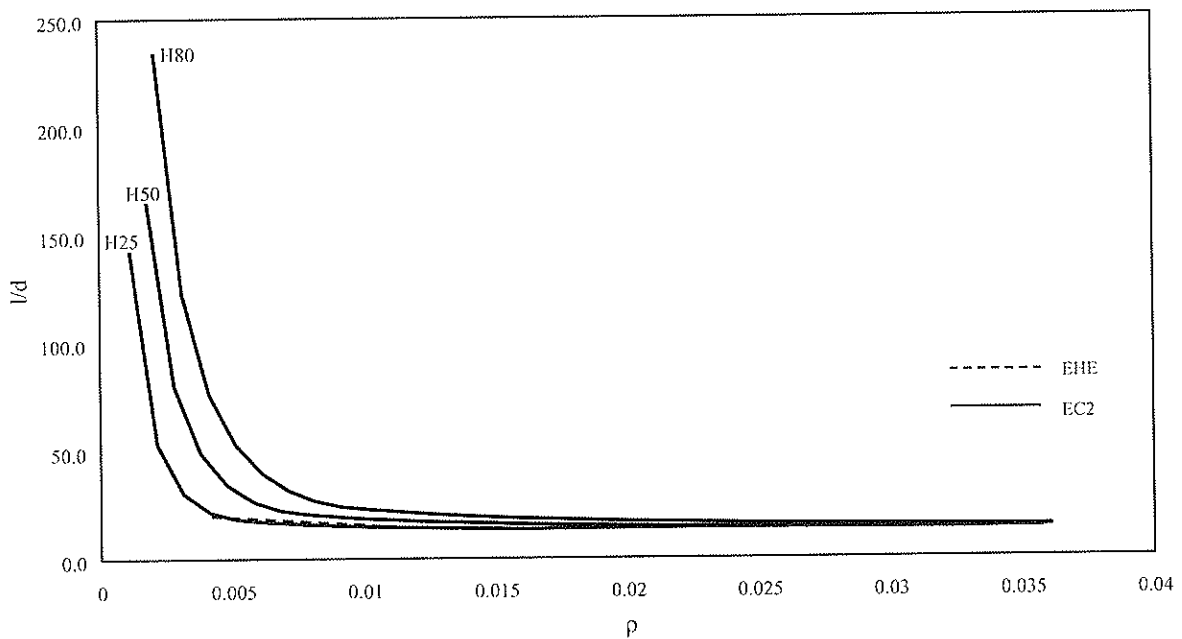


Figura 19. Límites de esbeltez para hormigones de distintas resistencias y cuantías.

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 solape 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-

Hormigón y Acero

gonos de distintas resistencias y con densidad normal y tipo 2.0, 2000 kg/m³. 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 adheren-

cia, 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 II 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.

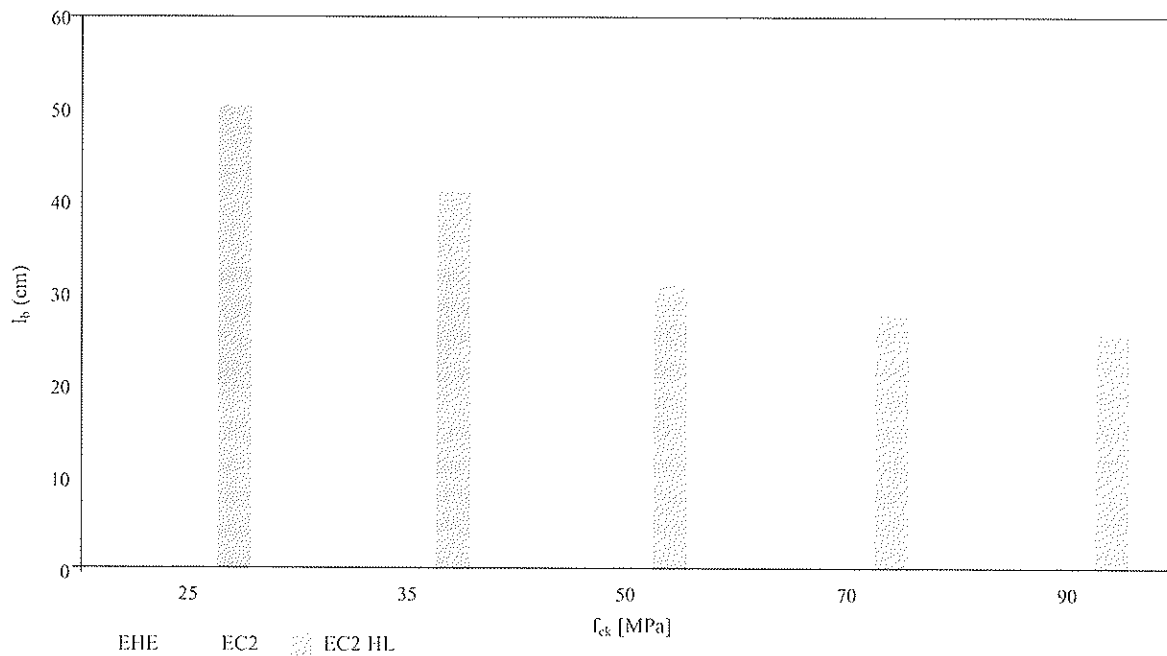


Figura 20. a) Longitudes de anclaje para hormigones de distintas resistencias y para barras de 12 mm de acero 500 MPa.

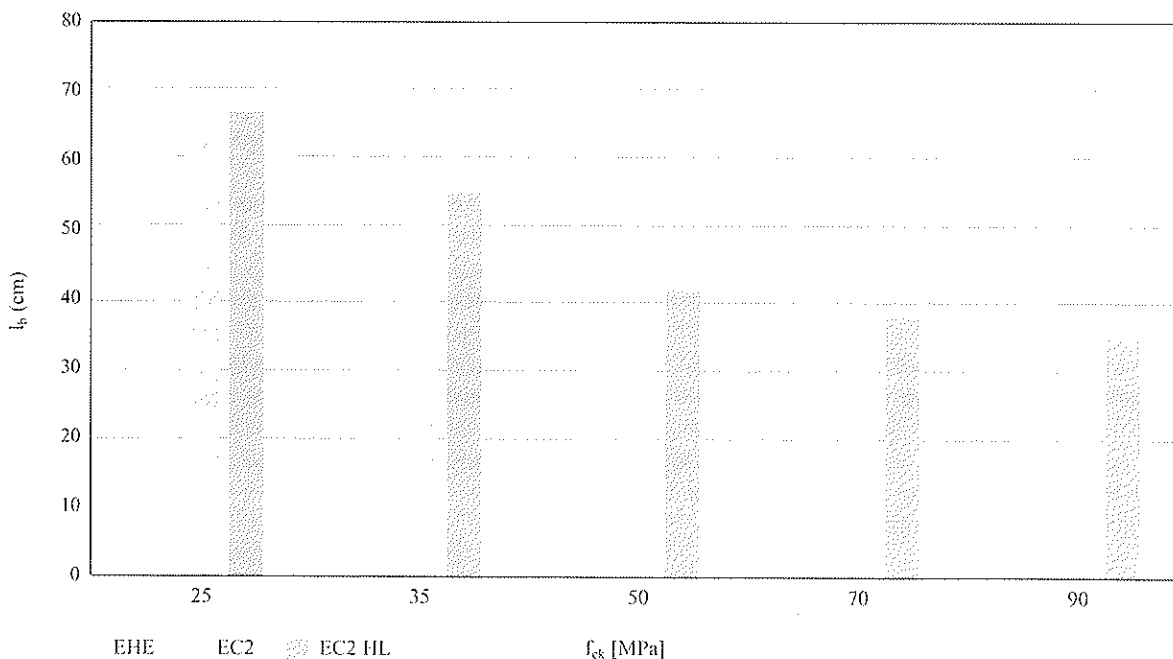


Figura 20. b) Longitudes de anclaje para hormigones de distintas resistencias y para barras de 16 mm de acero 500 MPa.

Reproducción con fines académicos

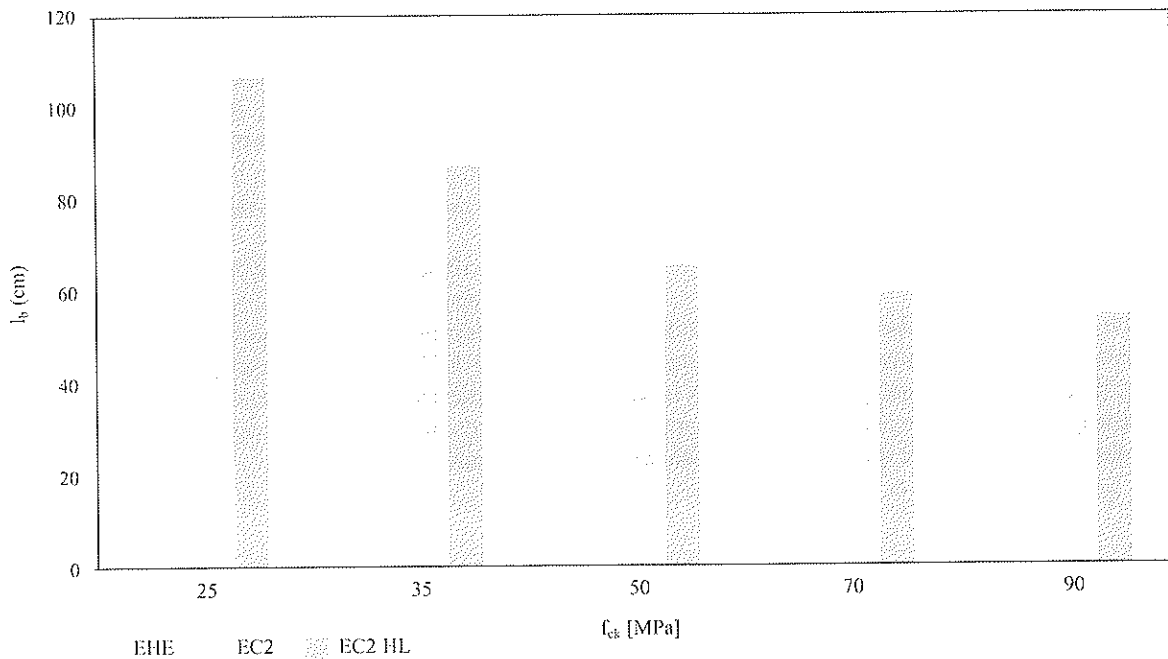


Figura 20. c) Longitudes de anclaje para hormigones de distintas resistencias y para barras de 25 mm de acero 500 MPa.

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: 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 más 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

ideales (elásticos, elastoplásticos, plásticos, etc.) son recursos conceptuales comunes para el tratamiento de todos los distintos materiales estructurales. No creemos artificialmente fronteras que no ayuden 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 EN 1992-1-1 Supporting Document Chapter 7- Cracking*
- (11) Corres, H., Pérez A., López Agüí, J.C. Erdtbauer, J. *pr EN 1992-1-1 Supporting Document Chapter 7- Deformations*
- (12) Comité Euro-international du Béton (CEB) / Fédération internationale de la Précontrainte (FIP), *High Performance Concrete: Recommended 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.*, 1^{er} Symposium nacional de Hormigón de Altas Prestaciones. Madrid, 25-27 de Febrero de 1998.