

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

DEPARTAMENT D'ESTRUCTURES A L'ARQUITECTURA
DEPARTAMENT D'ENGINYERIA DE LA CONSTRUCCIÓ

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO
DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO
DESCIMBRADAS A TEMPRANAS EDADES

ISABEL SERRÀ MARTÍN

Trabajo realizado como parte de los
requisitos exigidos para optar al grado
de Doctor.

Barcelona - Noviembre de 1994

Capítulo 6

COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES CON LAS PREDICCIONES ANALÍTICAS

En el presente capítulo se realiza un estudio comparativo entre los resultados obtenidos experimentalmente y las predicciones analíticas efectuadas según los métodos de cálculo vigentes, especialmente en este país, y que han sido descritos en el capítulo 2 de este documento.

6.1.- EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

El objetivo principal de los ensayos sobre probetas era conocer las características mecánicas del hormigón de las vigas para utilizar los resultados en el análisis teórico del comportamiento de las mismas. Sin embargo, durante la fase de proyecto de una estructura es necesario predecir las propiedades del hormigón para realizar los cálculos que permitan asegurar el correcto funcionamiento de aquélla, tanto a corto como a largo plazo.

En esta línea, los resultados experimentales, en cuanto a las propiedades del hormigón, se han comparado con predicciones efectuadas según la Instrucción EH-91, el Model Code-90 [CEB-FIP MC-90], y las formulaciones propuestas por Fernández Gómez [1986] para hormigones jóvenes. En el caso de la evolución del coeficiente de fluencia y de la deformación por retracción se ha aplicado el modelo BP-KX simplificado [Bažant et al., 1992] y [Bažant et al., 1993].

6.1.1.- Resistencia a compresión

En primer lugar se ha corregido la edad de las probetas conservadas en el laboratorio según la fórmula de la madurez [EH-91]. En la *Figura 6.1* puede apreciarse que esta corrección modifica ligeramente la evolución de su resistencia a compresión pero ésta sigue siendo notablemente inferior a la obtenida en los ensayos normalizados.

En cuanto a la relación $f_{cj} / f_{c,28}$, se ha diferenciado entre el hormigón de

la primera serie y el de la segunda puesto que tanto el cemento empleado como la dosificación fueron distintos. En el caso de la primera serie se utilizó cemento del tipo I-45A y en la segunda serie del tipo IIZ-35A, ambos de alta resistencia inicial.

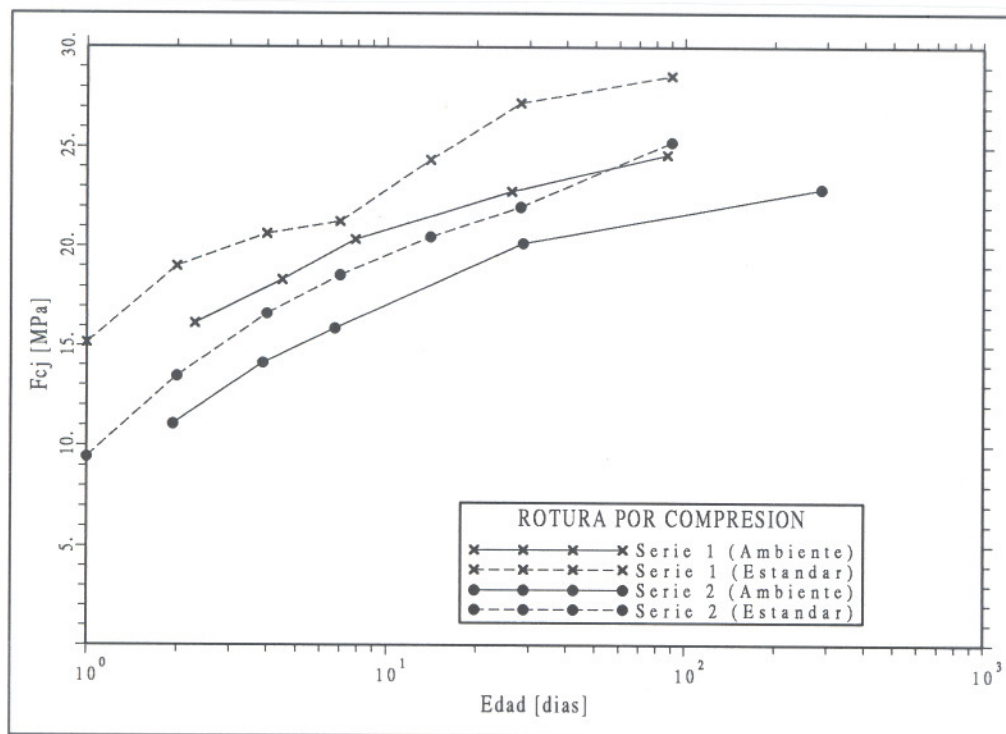


Figura 6.1.- Resistencia a compresión. Edad corregida según la fórmula de la madurez [EH-91]

En las Figura 6.2 se comparan los resultados experimentales de la primera serie con las predicciones realizadas según la Instrucción EH-91 (hormigón de endurecimiento rápido) y el Model Code-90 (cemento de endurecimiento rápido y alta resistencia). Ambos métodos aproximan bien para una edad igual o superior a los 7 días, respecto a los ensayos normalizados, quedando ligeramente por debajo el método de la EH-91. Para edades inferiores a los 7 días la Instrucción española da valores muy por debajo a los obtenidos experimentalmente mientras que el Model Code se ajusta algo mejor, si bien con valores también inferiores a los experimentales.

En la Figura 6.3 se comparan los resultados experimentales de la segunda serie con las predicciones realizadas según los mismos modelos, pero bajo el supuesto de hormigón de endurecimiento normal en el caso de la EH-91 y de cemento de endurecimiento rápido y resistencia normal en el caso del Model Code. Ninguno de los dos métodos se ajusta a los resultados de los ensayos normalizados, dando valores bastante inferiores. Sin embargo, si se compara el resultado del

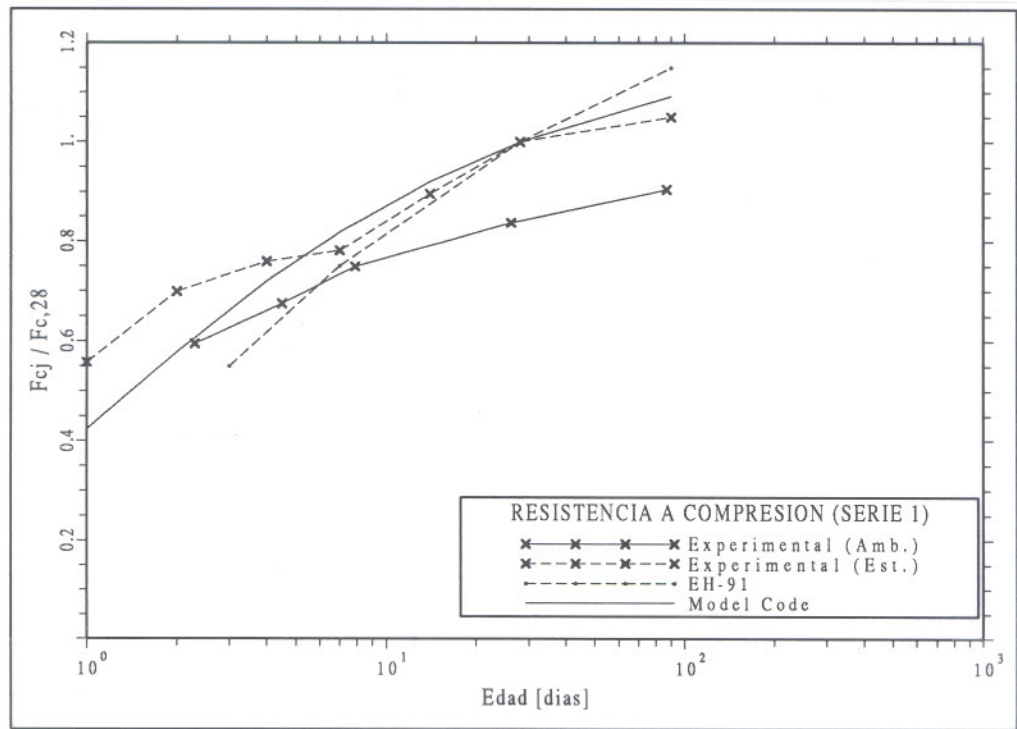


Figura 6.2.- Evolución del factor $f_{cj} / f_{c,28}$. Comparación con las predicciones. (1ª serie)

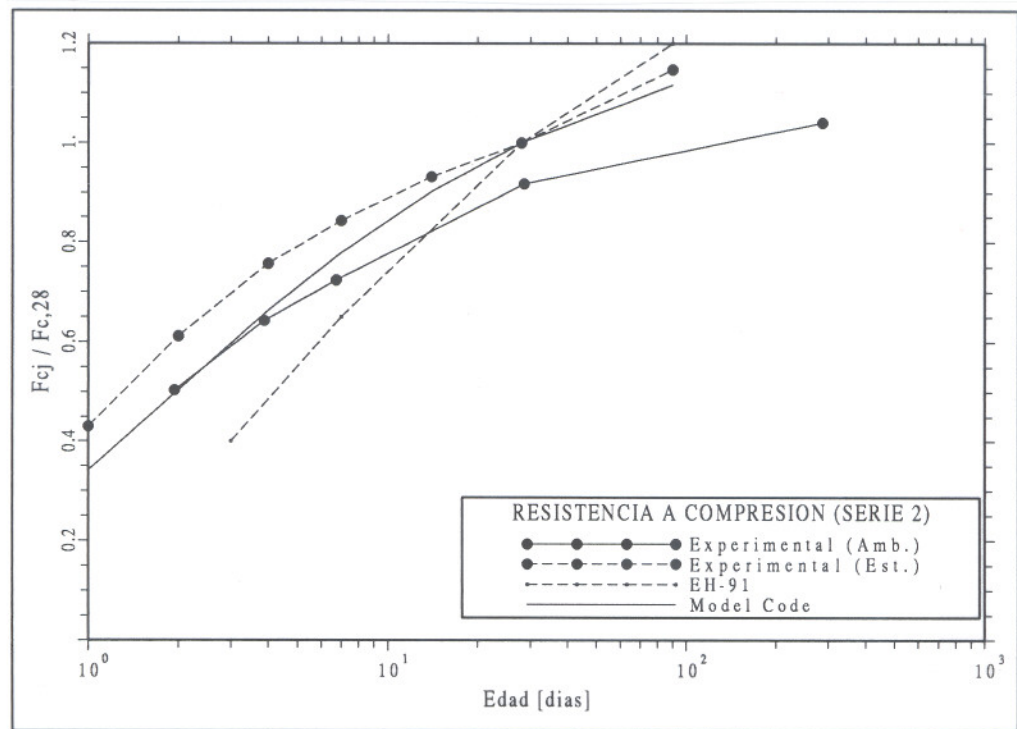


Figura 6.3.- Evolución del factor $f_{cj} / f_{c,28}$. Comparación con las predicciones. (2ª serie)

Model Code para el caso anterior (cemento de endurecimiento rápido y alta resistencia) con el experimental (ensayos normalizados) puede observarse que hay un ajuste casi perfecto.

6.1.2.- Resistencia a tracción

La predicción de la resistencia a tracción de un hormigón a la edad de j días se realiza en función de la resistencia a compresión a la misma edad. A partir de los resultados experimentales, tanto de los ensayos normalizados como de las probetas conservadas en condiciones ambientales, se ha determinado la función de correlación entre la resistencia a compresión y la resistencia a tracción, aproximando por el método de los mínimos cuadrados. El resultado obtenido es:

$$f_{ctb,j} = 0.12 f_{cj}^{0.95} \quad [MPa]$$

En la *Figura 6.4* se compara esta función con las propuestas por la Instrucción EH-91, el Model Code-90 y la obtenida experimentalmente por Fernández Gómez [1986] en su tesis doctoral. Se observa que la función que mejor se ajusta a los resultados experimentales es ésta última, con valores ligeramente inferiores, o sea del lado de la seguridad.

Por otro lado se está de acuerdo con la propuesta de Fernández Gómez en cuanto a que la resistencia a tracción indirecta puede definirse, aproximadamente, como el 10% de la resistencia a compresión.

6.1.3.- Módulo de deformación

A partir de los resultados experimentales, de las dos series conjuntamente, se ha determinado la función de correlación entre el módulo de deformación secante y la resistencia a compresión del hormigón, aproximando por el método de los mínimos cuadrados. El resultado obtenido es el siguiente:

$$E_{cj} = 3487.35 f_{cj}^{0.60} \quad [MPa]$$

Esta función se compara en la *Figura 6.5* con las propuestas por la Instrucción EH-91, el Model Code-90 y la obtenida experimentalmente por Fernández Gómez [1986]. Al igual que en el caso de la resistencia a tracción, se observa que la función propuesta por Fernández Gómez es la que ofrece mejores resultados, con valores ligeramente inferiores a los experimentales. Respecto a la predicción según el Model Code cabe señalar que se ha utilizado la expresión propuesta para determinar el módulo secante a los 28 días ya que, como es sabido, el citado Código determina el valor del módulo de deformación a los

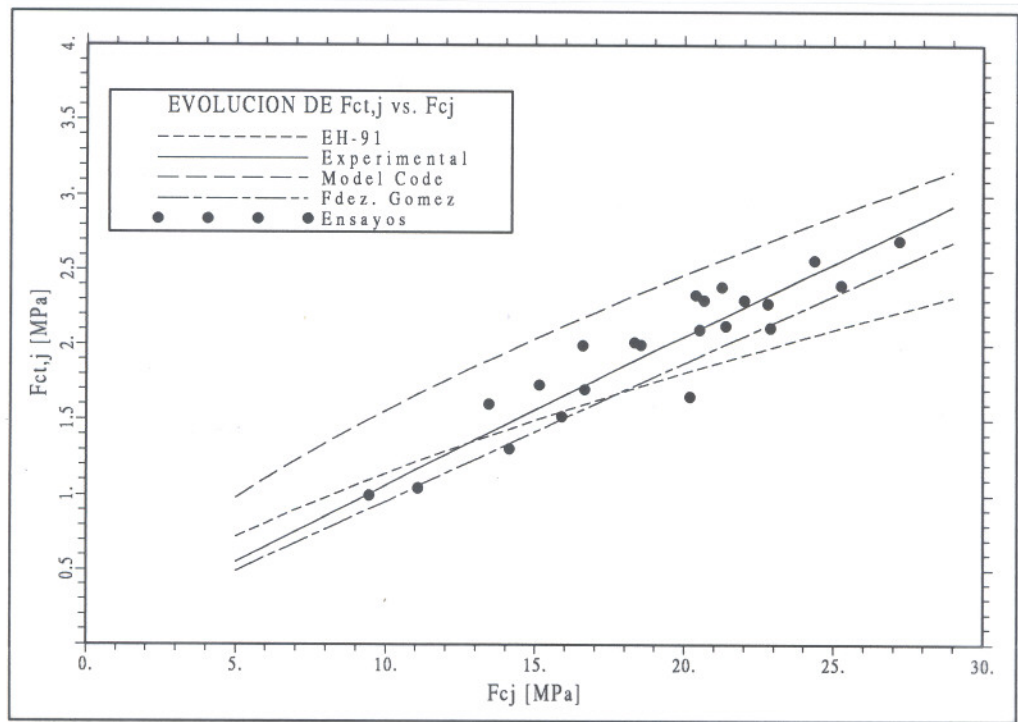


Figura 6.4.- Correlación entre f_{cj} y $f_{ctb,j}$ Comparación con las predicciones.

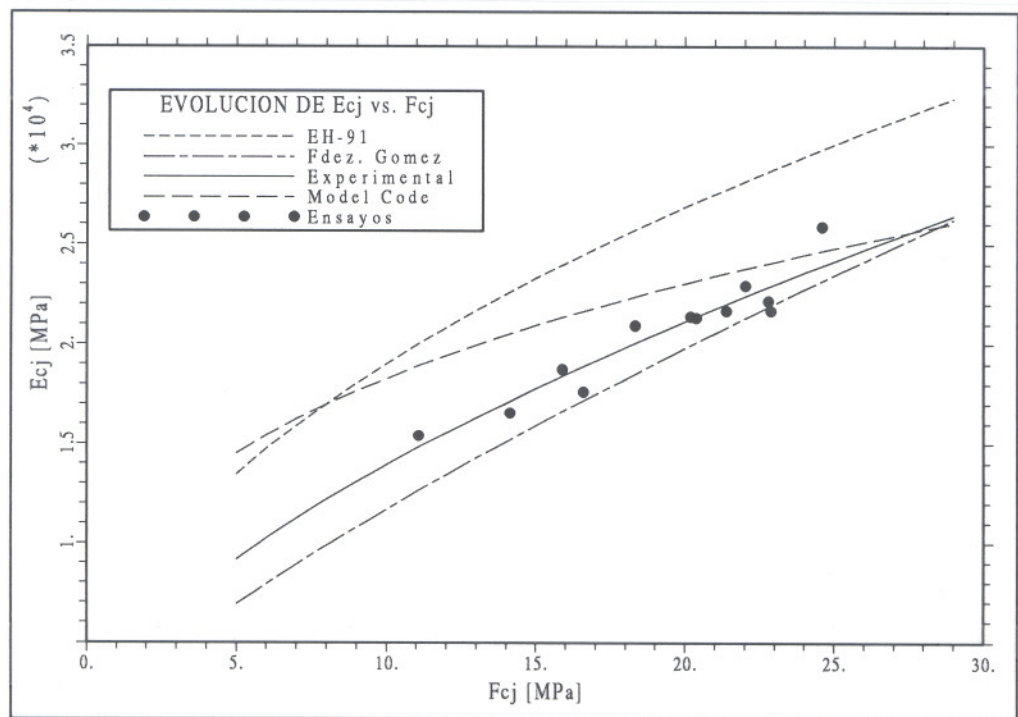


Figura 6.5.- Correlación entre f_{cj} y E_{cj} Comparación con las predicciones.

j días en función del módulo correspondiente a los 28 días. Ello puede ser la causa de que los valores obtenidos sean bastante más altos que los experimentales (probetas conservadas en condiciones ambientales).

6.1.4.- Retracción

El resultado obtenido con el único ensayo de retracción efectuado ha sido comparado con el método propuesto por la Instrucción EH-91 y con el modelo *BP-KX simplificado* [Bažant et al., 1992]. En la *Figura 6.6* se contrasta el resultado experimental con las predicciones según los dos modelos citados. Es destacable el ajuste obtenido mediante el modelo propuesto por Bažant, en contraposición con el resultado obtenido según el método de la EH-91.

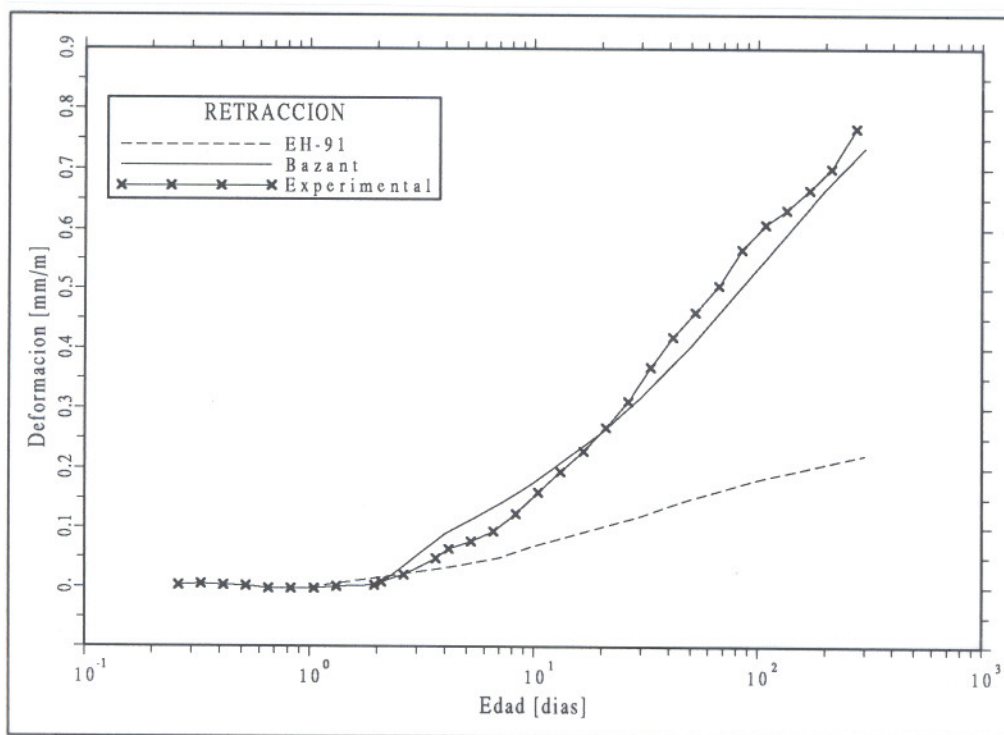


Figura 6.6.- Evolución de la retracción. Comparación con las predicciones.

6.1.5.- Fluencia

Únicamente se han comparado los resultados correspondientes a 2 de las 4 probetas ensayadas a fluencia debido a que se constató que los bastidores de las probetas PF1 y PF3 perdieron carga durante el ensayo. En la *Figura 6.7* se presenta la evolución del coeficiente de fluencia obtenido experimentalmente, junto

con las predicciones realizadas según el modelo de la EH-91 y el modelo *BP-KX simplificado* [Bažant et al., 1993], para el caso de la probeta PF2 (cargada a los 4 días). Se observa que, si bien ninguno de los dos modelos se ajusta a los resultados experimentales, el modelo de Bažant se aproxima más a éstos.

En la *Figura 6.8* se comparan los mismos resultados (experimental y teóricos) correspondientes a la probeta PF4 (cargada a los 28 días). En este caso, el modelo de Bažant consigue una evolución del coeficiente de fluencia muy ajustada a la obtenida experimentalmente, en contraposición al método de la EH-91.

6.2.- COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS

Teniendo en cuenta que el objetivo global del presente trabajo es establecer criterios generales y simples de descimbrado, se vió la necesidad de comprobar si los métodos de cálculo establecidos para el diseño de una estructura, en el supuesto de un hormigón de 28 días, son también válidos para hormigones jóvenes. Con este fin, los resultados experimentales han sido contrastados con predicciones analíticas efectuadas, en su mayoría, de acuerdo con la Instrucción EH-91.

Se debe señalar que las predicciones han sido realizadas tomando las características mecánicas del hormigón obtenidas en los ensayos de probetas conservadas en las mismas condiciones ambientales que las vigas.

6.2.1.- Capacidad resistente a flexión

La predicción del momento flector de rotura se ha efectuado estableciendo como criterio de rotura los dominios de deformación y utilizando el diagrama rectangular simplificado como diagrama tensión-deformación del hormigón. A su vez, y puesto que se disponía de los resultados de los ensayos de rotura por compresión, se ha tomado la resistencia media de las probetas como resistencia de cálculo, es decir, sin minorar.

Por otro lado, se han calculado dos valores teóricos del momento flector de rotura: $M_u(1)$ y $M_u(2)$. El primero ha sido determinado considerando la colaboración de la armadura superior ($2\phi 10$, de montaje), y el segundo suponiendo $A_s' = 0$.

En la *Tabla 6.1* se compara el momento flector de rotura experimental con las dos predicciones efectuadas. En el caso de las vigas "R" se observa que el momento último $M_u(1)$ es, en todos los casos, ligeramente superior al experimental mientras que el calculado sin considerar la armadura superior $M_u(2)$ es ligeramente

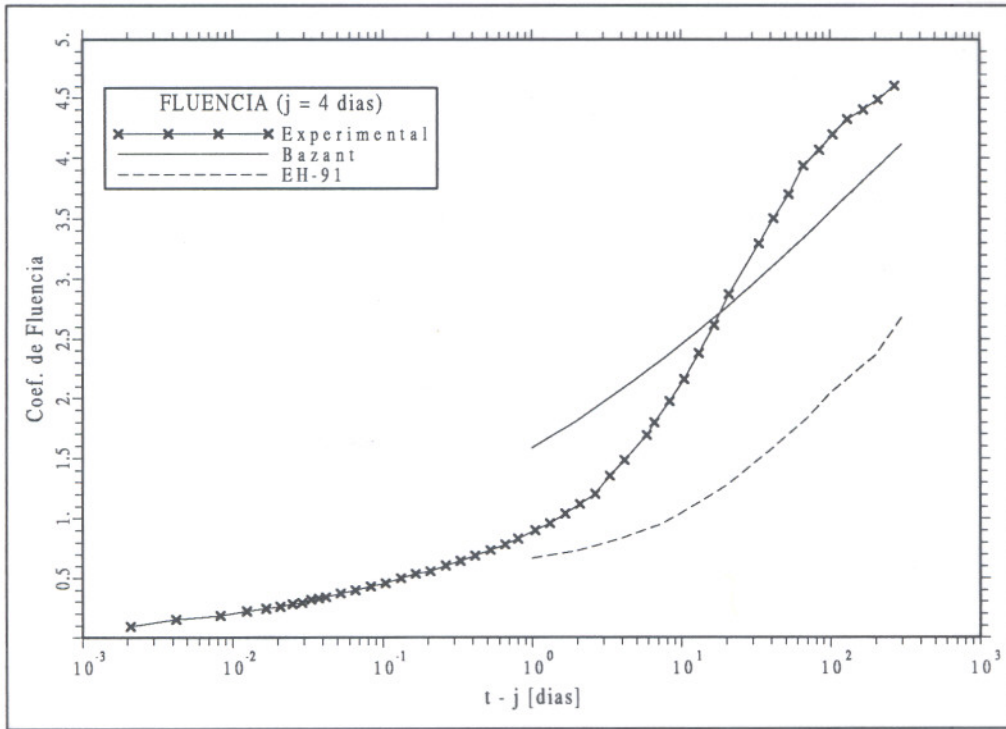


Figura 6.7.- Evolución del coeficiente de fluencia. Comparación con las predicciones. (Probeta PF2, j = 4 días)

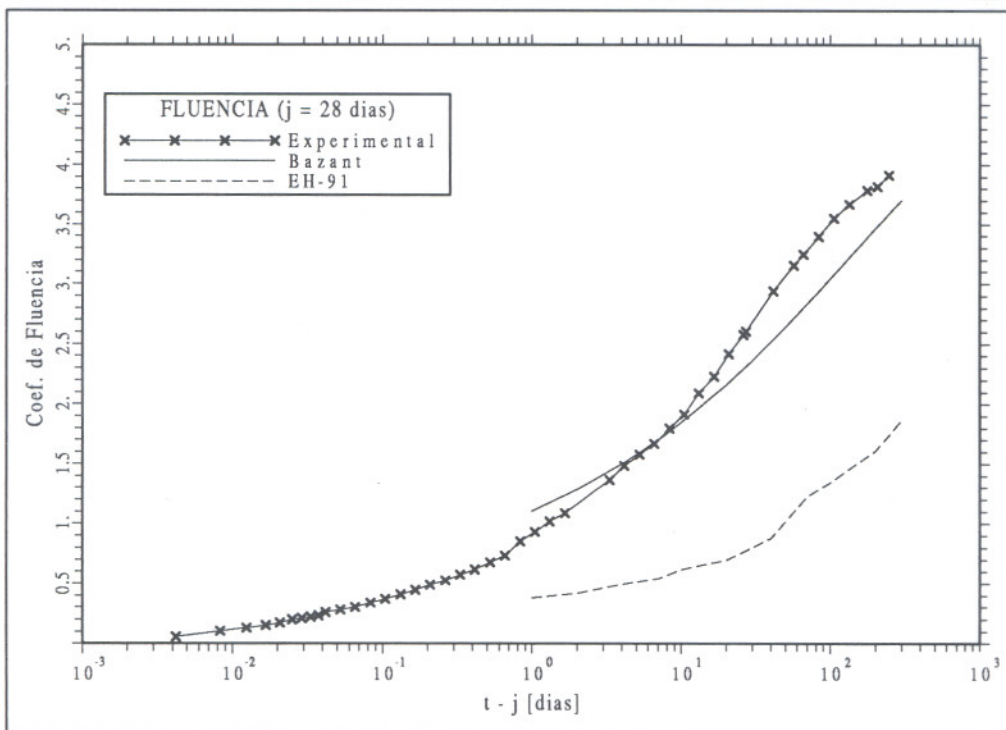


Figura 6.8.- Evolución del coeficiente de fluencia. Comparación con las predicciones. (Probeta PF4, j = 28 días)

inferior, salvo en la viga R11. Con ello se comprueba que el criterio propuesto por la EH-91, en cuanto a que la distancia entre los cercos debe ser tal que evite el pandeo de la armadura superior si se desea considerar esta armadura en el cálculo, queda del lado de la seguridad.

El método de cálculo empleado se muestra válido para todas las edades ensayadas.

Tabla 6.1.- Momento flector de rotura. Comparación con las predicciones.

	R11	R12	R13	R14	C11	C12	C13	C14
Edad de ensayo [días]	2	4	7	28	85	86	87	87
M_u experimental [kN m]	68.20	72.10	72.40	73.00	75.54	73.23	76.76	73.55
$M_u(1)$ teórico [kN m]	72.69	73.34	73.98	74.56	74.92 (90 días)			
$M_u(2)$ teórico [kN m]	68.81	70.15	71.44	72.67	73.43 (90 días)			

6.2.2.- Capacidad resistente a cortante

La predicción del esfuerzo cortante de rotura se ha efectuado según el método propuesto por la Instrucción EH-91, basado en la regla de cosido. La resistencia virtual del hormigón a esfuerzo cortante se ha determinado a partir de la resistencia media a compresión obtenida en los ensayos de probetas conservadas en las mismas condiciones ambientales que las vigas, sin minorar. En cuanto a la resistencia de la armadura, se ha utilizado el límite elástico nominal sin minorar ni considerar la limitación impuesta en la EH-91 ($f_{y\alpha,d} \leq 420 \text{ MPa}$).

En la Tabla 6.2 se compara el esfuerzo cortante de rotura experimental con la predicción realizada. Se observa que los resultados experimentales son, en todos los casos, superiores a los teóricos.

Tabla 6.2.- Esfuerzo cortante de rotura. Comparación con la predicción.

	R21	R22	R23	R24	C21	C22	C23	C24
Edad de ensayo [días]	2	4	7	28	281	282	283	283
V_u Experimental [kN]	73.30	85.70	82.90	86.82	81.70*	73.20	78.20	82.70
Teórico	V_{u2}	60.26	63.94	65.90	70.21	72.70 (287 días)		
	V_{cu}	28.40	32.08	34.05	38.35	40.85 (287 días)		
	V_{su}	31.85	31.85	31.85	31.85	31.85		

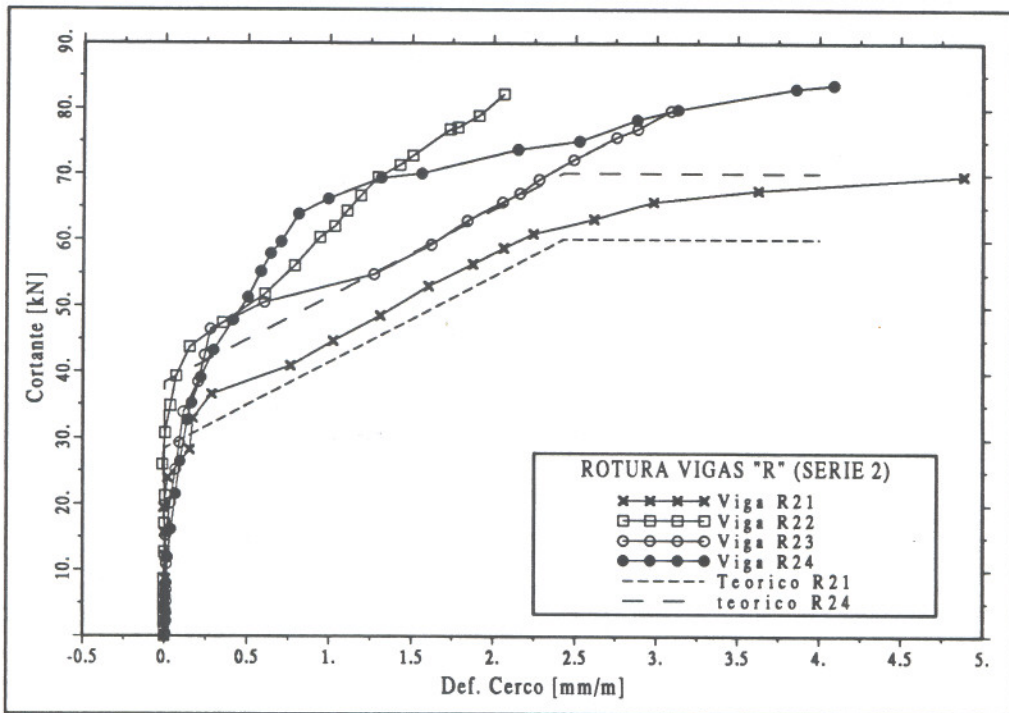


Figura 6.9.- Evolución de la deformación de los cercos. Comparación con las predicciones. (Vigas "R", 2ª serie)

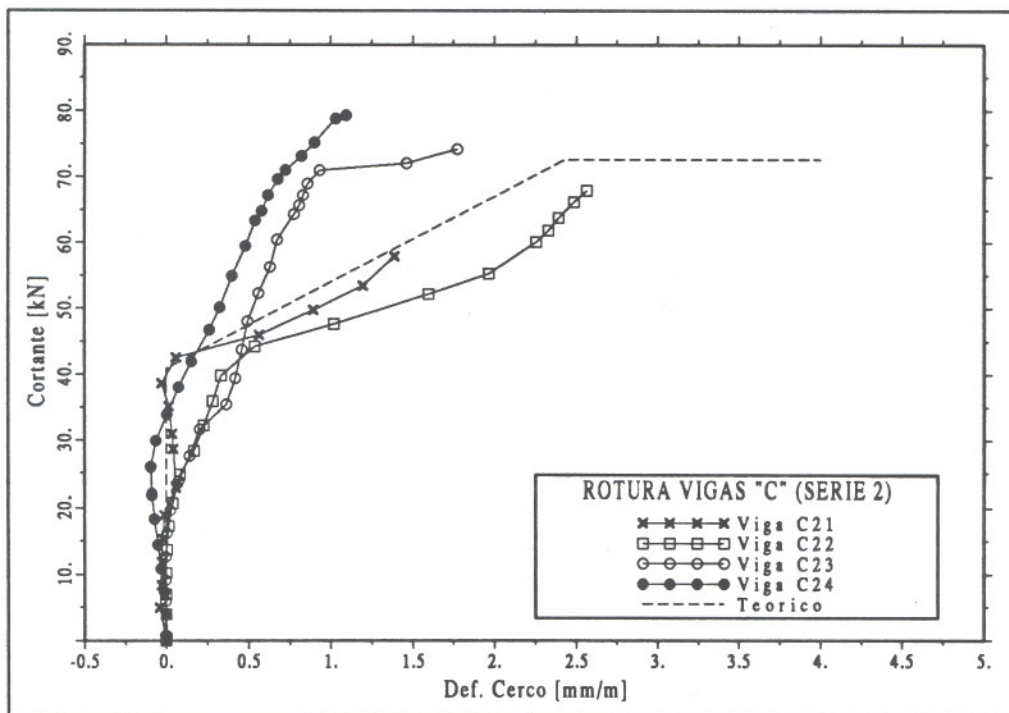


Figura 6.10.- Evolución de la deformación de los cercos. Comparación con las predicciones. (Vigas "C", 2ª serie)

Mientras que en las vigas "R" la diferencia entre los resultados experimentales y los teóricos oscila entre un 21% y un 34% (respecto a la predicción teórica), se observa que en el caso de las vigas "C" (exceptuando la viga C21 ya que no rompió por cortante) esta diferencia oscila entre un 0.6% (viga C22) y un 13.7% (viga C24) lo cual supone una pérdida de capacidad resistente a esfuerzo cortante, a largo plazo, debido a la precarga. Además, la diferencia es menor cuanto menor fue la edad de carga de la viga, constatándose una cierta influencia de la edad de precarga en la pérdida de capacidad resistente a largo plazo.

En las Figuras 6.9 y 6.10 se compara la evolución de la deformación de los cercos instrumentados con la predicción teórica en el caso de las vigas "R" y vigas "C" respectivamente. Las curvas teóricas han sido generadas suponiendo deformación nula en la armadura hasta alcanzar el cortante V_{cu} teórico y deformación igual a la correspondiente al límite elástico del acero ($f_{yk} = 510 \text{ MPa}$) para el cortante último teórico.

En el caso de las vigas "R" (Figura 6.9), únicamente se han dibujado las curvas teóricas correspondientes a las vigas R21 y R24 ya que ello es suficiente para comprobar que el valor del esfuerzo cortante para el que se incrementa bruscamente la deformación de la armadura (V_{cu}) es superior al teórico. Se debe señalar que únicamente en la viga C21 se produjo la rotura por el extremo instrumentado.

En la Figura 6.10 (vigas "C") puede observarse que en la viga C22 el esfuerzo cortante para el que la deformación del cerco se incrementa bruscamente es sensiblemente igual al V_{cu} teórico, mientras que en la viga C24, cuya rotura se produjo por el extremo instrumentado, no se aprecia ningún cambio en la evolución de la deformación del cerco. Ello no invalida el concepto de "contribución del hormigón" si se tiene en cuenta que el cerco que se rompió no estaba instrumentado.

En definitiva, debe afirmarse que la formulación utilizada para hormigón maduro (28 días) es válida para cualquier edad, puesto que siempre queda del lado de la seguridad, utilizando para f_c la resistencia a la edad de ensayo. En el caso de vigas sometidas a precarga, la limitación en cuanto a la resistencia de cálculo de la armadura transversal (cercos) contribuye a aumentar el margen de seguridad en cuanto a la capacidad resistente a esfuerzo cortante.

6.2.3.- Adherencia y anclaje

Para predecir un posible fallo por adherencia se han aplicado las fórmulas que establece la EH-91, determinando el valor del esfuerzo cortante que produciría dicho fallo (estado límite de adherencia). La resistencia de cálculo para adherencia ha sido determinada, a falta de ensayos, de forma teórica según las fórmulas

propuestas por la citada instrucción y utilizando como resistencia a compresión del hormigón el resultado obtenido en los ensayos sobre probetas conservadas en condiciones ambientales.

Este cortante teórico que produciría el fallo por adherencia se compara en la *Tabla 6.3* con el máximo esfuerzo cortante aplicado a cada viga (en el instante de la rotura).

A falta de datos experimentales, únicamente se puede decir que de la aplicación de las fórmulas de la EH-91 se constata una notable influencia de la resistencia del hormigón (y por lo tanto de la edad del mismo), en el cortante último para adherencia, si bien con valores de éste suficientemente altos como para asegurar que este estado límite no es, ni para la edad de 2 días, condicionante de la rotura (en las vigas ensayadas, en las que el diámetro de la armadura era relativamente pequeño).

Tabla 6.3.- Comparación entre el esfuerzo cortante máximo aplicado y el teórico para producir el fallo por adherencia.

	Edad de ensayo [días]	Cortante máximo aplicado [kN]	Cortante último teórico para fallo por adherencia [kN]
R11	2	57.51	124.20
R12	4	60.76	132.64
R13	7	61.01	142.31
R14	28	61.51	153.30
C11	85	63.63	161.34 (90 días)
C12	86	61.70	
C13	87	64.64	
C14	87	61.97	
R21	2	73.30	94.77
R22	4	85.70	111.46
R23	7	82.90	120.60
R24	28	86.82	141.40
C21	281	81.70	153.80 (287 días)
C22	282	73.20	
C23	283	78.20	
C24	283	82.70	

En cuanto a la comprobación del estado límite de anclaje, se ha determinado la tensión de tracción necesaria para alcanzar el fallo del anclaje, utilizando la expresión:

$$\sigma_s = \frac{4 \tau_{bj} l_b}{\phi}$$

donde:

l_b es la longitud del anclaje

ϕ es el diámetro de la armadura de tracción y

τ_{bj} es la resistencia para adherencia, calculada del mismo modo que para la comprobación del estado límite de adherencia.

En la *Tabla 6.4* se indican los resultados teóricos así determinados. Obsérvese que únicamente en el caso de la viga R21 la tensión de tracción teórica es inferior al límite elástico del acero ($f_{yk} = 510 \text{ MPa}$), lo cual puede interpretarse como que solamente en esta viga se debería producir el fallo del anclaje, si bien para un nivel de tensión en la armadura traccionada muy cercano a su límite elástico.

Tabla 6.4.- Tensión de tracción necesaria para producir el fallo del anclaje. (predicción)

	Edad de ensayo [días]	Tensión de tracción para producir el fallo del anclaje [MPa]
R11	2	622.8
R12	4	665.1
R13	7	713.6
R14	28	768.8
C11	85	809.0 (90 días)
C12	86	
C13	87	
C14	87	
R21	2	475.2
R22	4	558.9
R23	7	604.9
R24	28	709.2
C21	281	771.3 (287 días)
C22	282	
C23	283	
C24	283	

Sin embargo, los resultados experimentales respecto al deslizamiento de

la armadura traccionada permitieron constatar que tanto en la viga R21 como en la R22 se produjo un leve deslizamiento de la citada armadura el cual, en ambos casos, se inició para un nivel de tensión comprendido entre 440 y 470 MPa. Ello implica un error en la predicción del lado de la inseguridad que, si bien en el caso de un descimbrado prematuro difícilmente llegaría a ocasionar la rotura, ya que el nivel de carga necesario es muy superior al de servicio, hace necesario un estudio más a fondo sobre la evolución de la resistencia para adherencia.

6.2.4.- Fisuración

El estado límite de fisuración viene determinado por el ancho característico de fisura, el cual se calcula mediante la expresión [EH-91]:

$$w_k = 1.7 s_m \epsilon_{sm}$$

donde la separación media entre fisuras (s_m) y el alargamiento medio de las armaduras (ϵ_{sm}) son evaluados a partir de fórmulas experimentales.

El hecho de que no se midiera el ancho de las fisuras aparecidas durante los ensayos impide realizar cualquier comprobación acerca de la validez de dichas fórmulas para el caso de edades tempranas del hormigón. Sin embargo, puesto que sí se dispone de información relativa a la deformación media de las armaduras y de la distancia entre fisuras para cada nivel de carga, a partir de la expresión anterior se ha determinado un ancho teórico-experimental de las mismas. Con ello ha sido posible comprobar el relativo estado de fisuración de cada una de las vigas ensayadas, aportando información respecto a la influencia de la edad del hormigón sobre el nivel de fisuración alcanzado.

En la *Tabla 6.5* se indican el alargamiento medio de la armadura y la separación media entre fisuras (en la zona de momento flector constante y obtenidos experimentalmente) junto con el valor teórico-experimental del ancho de fisura, asociados a la carga de servicio ($M_s = 31.72 \text{ kN m}$), de las vigas "R" de ambas series.

Tabla 6.5.- Ancho de fisura teórico-experimental. Ensayos a rotura. (vigas "R")

	R11	R12	R13	R14	R21	R22	R23	R24
Edad de ensayo [días]	2	4	7	28	2	4	7	28
ϵ_{sm} [mm/m]	1.34	1.20	1.24	1.10	1.18	1.03	1.10	1.01
s_m [cm]	10	11	10	11	10	11	10	10
w_k (teórico-experimental) [mm]	0.228	0.224	0.211	0.206	0.201	0.193	0.187	0.172

Obsérvese que la separación media entre fisuras es prácticamente la misma en todas las vigas, independientemente de la edad del hormigón, mientras que la deformación media de la armadura es mayor cuanto menor era la edad de la viga. Ello repercute en que el ancho de fisura sea algo mayor en las vigas de corta edad, si bien con una diferencia poco elevada (máximo 10% en la 1ª serie y 17% en la 2ª serie, respecto a los 28 días).

En el caso de las vigas ensayadas a fluencia se constató un más alto nivel de fisuración instantáneo en las vigas de mayor edad. Ciertamente, en las vigas cargadas a los 28 días el alargamiento medio de la armadura fue muy superior al de las vigas de 2 días. La explicación a este hecho es la siguiente:

Por una parte, el nivel de carga aplicado a cada viga fue definido para que la tensión máxima de compresión en el hormigón fuera del orden del 40% de su resistencia. Con ello, la deformación máxima en compresión para una edad j sería:

$$\varepsilon_{cj} = 0.40 \frac{f_{cj}}{E_{cj}}$$

y la relación entre la deformación correspondiente a una edad j y la asociada a los 28 días:

$$\frac{\varepsilon_{cj}}{\varepsilon_{c28}} = \frac{f_{cj}}{f_{c28}} \frac{E_{c28}}{E_{cj}}$$

Utilizando los resultados de los ensayos sobre probetas conservadas en las condiciones ambientales, la deformación máxima en la viga C11 sería un 9% menor que la correspondiente a la viga C14 y en el caso de la segunda serie la deformación máxima en la viga C21 sería un 26% menor que la de la viga C24. Es decir, al evolucionar más rápidamente el módulo de elasticidad que la resistencia a compresión, la deformación máxima de compresión resultó ser mayor en las vigas de más edad.

Con ello, aún suponiendo que la profundidad del eje neutro en sección fisurada fuera la misma para todas las edades (ésta es algo menor cuanto más maduro es el hormigón), se justifica el mayor alargamiento de la armadura en las vigas de más edad y, aceptando que la separación media entre fisuras sea la misma en todas las vigas, el mayor nivel de fisuración en las citadas vigas.

A partir de los resultados experimentales en cuanto a la deformación media de la armadura traccionada y tomando una separación media entre fisuras igual a 11 cm (la obtenida en los ensayos de rotura), se ha determinado el ancho teórico-experimental de las mismas, tanto instantáneo como diferido (final del ensayo). El resultado se presenta en la *Tabla 6.6*.

Tabla 6.6.- Ancho de fisura teórico-experimental. Ensayos a fluencia.
(vigas "C")

		C11	C12	C13	C14	C21	C22	C23	C24
Instantáneo	Edad [días]	2	4	7	28	2	4	7	28
	ϵ_{sm} [mm/m]	0.27	0.32	0.39	0.65	0.26	0.36	0.43	0.59
	s_m [cm]	11	11	11	11	11	11	11	11
	w_k [mm]	0.050	0.059	0.073	0.121	0.048	0.067	0.080	0.110
Diferido	t - j [días]	83	82	80	59	273	271	268	247
	ϵ_{sm} [mm/m]	0.30	0.37	0.48	0.78	0.37	0.43	0.58	0.79
	s_m [cm]	11	11	11	11	11	11	11	11
	w_k [mm]	0.056	0.069	0.089	0.146	0.069	0.080	0.108	0.148

Ante los resultados presentados en esta tabla cabe la posibilidad de que en las vigas de corta edad no se detectaran todas las fisuras producidas de forma instantánea debido a su escasa anchura.

6.2.5.- Deformabilidad instantánea

Se comparan aquí los resultados medidos experimentalmente con los obtenidos con el método propugnado por la Instrucción Española EH-91 y el Código ACI [1986], según los trabajos de Branson, así como con el método propuesto por Marí [1994]. El método simplificado del coeficiente global, incluido en el Código Modelo del CEB [CEB-FIP MC-90], no es operativo en este caso ya que no permite calcular flechas instantáneas.

Dada la gran cantidad de flechas medidas, pues todas las vigas se llevaron hasta rotura, se limitará la comparación a las flechas instantáneas debidas a la carga permanente en las vigas C y a las flechas instantáneas bajo la carga de servicio para las vigas R.

Se han adoptado dos hipótesis de trabajo en cuanto a las propiedades de los materiales y secciones a utilizar:

- 1) Utilizar los valores extraídos de los propios ensayos sobre los materiales y la sección homogeneizada de hormigón y acero, considerando la evolución del módulo de deformación longitudinal del hormigón con la edad. De esta forma se pretende reproducir con fidelidad el comportamiento real de las vigas.
- 2) Utilizar un modelo analítico sobre comportamiento de los materiales procedente de una norma estándar y considerar sección bruta de hormigón. En este segundo caso se ha tratado de seguir el proceso de

cálculo normal en fase de proyecto y se ha adoptado la propuesta del Código Modelo [CEB-FIP MC-90], que ha sido recientemente revisada y presenta una formulación analítica para todas las propiedades que intervienen en el cálculo de flechas.

En la *Tabla 6.7* se indican las propiedades de los materiales utilizadas en los cálculos. Otros datos relativos a geometría, armado y cargas se pueden encontrar en los capítulos anteriores de este documento.

Tabla 6.7.- Propiedades del hormigón utilizadas para la predicción de flechas.

	Datos experimentales				Código Modelo CEB-FIP 90			
	E_{oj} [MPa]	f_{ctJ} [MPa]	φ	ϵ_{sh} [mm/m]	E_{oj} [MPa]	f_{ctJ} [MPa]	φ	ϵ_{sh} [mm/m]
Viga C11	17626	1.99	4.13	0.273	24780	1.99	2.08	0.220
Viga C12	20924	2.02	3.98	0.246	25350	2.12	1.81	0.216
Viga C13	21305	2.33	3.84	0.220	25989	2.28	1.61	0.210
Viga C14	22142	2.28	3.17	0.120	26712	2.46	1.25	0.187
Viga C21	15388	1.05	4.91	0.760	22757	1.52	3.09	0.374
Viga C22	16562	1.30	4.61	0.710	23901	1.78	2.59	0.362
Viga C23	18745	1.52	4.08	0.630	24535	1.93	2.31	0.356
Viga C24	21387	1.65	3.91	0.440	25937	2.27	1.82	0.342

La *Tabla 6.8* muestra las flechas calculadas según los diferentes métodos, la flecha medida experimentalmente y la relación entre ambas, en el caso de las vigas "C".

Tabla 6.8.- Flechas instantáneas en las vigas "C". Comparación con las predicciones analíticas. [mm]

Método	EH-91 / ACI 318 (Branson)		Propuesto por A. R. Marí		Flechas Experimentales	
	Datos	Experimental	MC-90	Experimental		MC-90
Viga C11		2.78 (0.96)	3.06 (1.05)	2.93 (1.01)	3.08 (1.06)	2.91
Viga C12		3.07 (0.97)	3.19 (1.01)	3.19 (1.01)	3.20 (1.02)	3.15
Viga C13		2.96 (0.90)	3.23 (0.98)	3.02 (0.92)	3.24 (0.98)	3.30
Viga C14		3.93 (0.88)	4.34 (0.98)	4.13 (0.93)	4.38 (0.99)	4.44
Viga C21		2.35 (0.92)	2.58 (1.01)	2.72 (1.07)	2.62 (1.03)	2.55
Viga C22		3.08 (0.96)	3.44 (1.08)	3.52 (1.10)	3.51 (1.10)	3.19
Viga C23		3.44 (0.90)	3.88 (1.02)	3.83 (1.01)	3.97 (1.04)	3.81
Viga C24		3.99 (0.82)	4.35 (0.90)	4.40 (0.91)	4.42 (0.91)	4.85

Se observa que ambas formulaciones proporcionan muy buena aproximación cuando se utiliza, para los cálculos, los valores experimentalmente obtenidos de las propiedades de los materiales (Resistencia a tracción y Módulo de deformación del hormigón). La fórmula de Branson infraestima ligeramente la flecha instantánea y la propuesta de Marí [1994] se ajusta algo mejor aunque con una dispersión mayor. Si se utilizan las propiedades de los materiales según el Código Modelo del CEB, ambos métodos sobrevaloran ligeramente la flecha instantánea, aunque la precisión sigue siendo muy alta.

En cuanto a las vigas "R", en la *Tabla 6.9* se muestran las flechas obtenidas experimentalmente y las calculadas para el nivel de carga de servicio (momento flector aplicado de 31.72 kN m, aparte del peso propio).

Tabla 6.9.- Flechas instantáneas en las vigas "R". Comparación con las predicciones analíticas. [mm]

Método	EH-91 / ACI 318 (Branson)		Propuesto por A. R. Marí		Flechas Experimentales	
	Datos	Experimental	MC-90	Experimental		MC-90
R11		9.16 (0.97)	8.49 (0.90)	9.17 (0.97)	8.67 (0.91)	9.48
R12		8.78 (0.94)	8.43 (0.90)	8.81 (0.94)	8.56 (0.92)	9.33
R13		8.70 (0.86)	8.37 (0.83)	8.59 (0.85)	8.44 (0.84)	10.07
R14		8.62 (1.02)	8.30 (0.98)	8.55 (1.01)	8.30 (0.98)	8.45
R21		9.54 (0.96)	8.68 (0.88)	9.98 (1.01)	9.04 (0.91)	9.90
R22		9.36 (1.01)	8.57 (0.92)	9.69 (1.04)	8.83 (0.95)	9.30
R23		9.06 (0.97)	8.51 (0.91)	9.32 (1.00)	8.71 (0.94)	9.31
R24		8.77 (0.98)	8.38 (0.84)	8.99 (1.00)	8.45 (0.85)	8.98

Se observa que utilizando las propiedades de los materiales procedentes de la experimentación se obtienen resultados muy bien ajustados a las flechas medidas experimentalmente, para los dos métodos verificados. Sin embargo, las predicciones analíticas realizadas a partir de los datos procedentes del modelo del CEB MC-90 , aún presentando buena correlación (error medio del 8%), quedan por debajo de las flechas experimentales (incluso utilizando la sección bruta en lugar de la homogeneizada).

6.2.6.- Deformabilidad diferida

Las flechas medidas en los ensayos de fluencia sobre vigas, justo al final de los mismos, se han comparado con las calculadas mediante los siguientes métodos:

- Propuesto por la Instrucción EH-91 (ACI 318)

- Método simplificado del coeficiente global del CEB propuesto por el Código Modelo CEB-FIP 1990
- El mismo método (CEB) modificado por Favre y
- El método propuesto por A. R. Marí [1994].

Para el cálculo de las flechas a largo plazo se ha decidido utilizar tan solo los valores de las propiedades de los materiales del MC-90, incluyendo los valores del coeficiente de fluencia y de la retracción. Los resultados experimentales de estos parámetros, obtenidos de los ensayos sobre probetas, no son directamente extrapolables al caso de las vigas pues el efecto del factor de forma en el intercambio hidráulico es muy notable (obsérvese que se midieron, sobre probeta, deformaciones unitarias de retracción del orden de 0.7 mm/m, y coeficientes de fluencia del orden de 4.9, valores que introducidos en las formulaciones existentes sobre deformabilidad dan lugar a flechas irreales).

En la *Tabla 6.10* se comparan los resultados analíticos y los experimentales.

Tabla 6.10.- Flechas totales en las vigas "C" (Fluencia). Comparación con las predicciones analíticas. [mm]

	EH-91 / ACI	MC90	Favre	A. R. Marí	Experimental
Viga C11	5.64 (0.87)	5.11 (0.79)	4.76 (0.74)	6.23 (0.97)	6.45
Viga C12	5.86 (0.85)	5.27 (0.76)	4.74 (0.69)	5.83 (0.84)	6.92
Viga C13	5.91 (0.88)	5.35 (0.80)	4.67 (0.69)	5.96 (0.89)	6.73
Viga C14	7.53 (1.00)	6.55 (0.87)	5.65 (0.75)	7.06 (0.94)	7.50
Viga C21	5.52 (0.70)	4.50 (0.57)	4.72 (0.60)	7.20 (0.91)	7.89
Viga C22	7.34 (0.81)	5.56 (0.62)	5.66 (0.63)	8.26 (0.92)	9.02
Viga C23	8.28 (0.89)	6.10 (0.66)	6.06 (0.65)	8.68 (0.94)	9.27
Viga C24	9.18 (0.92)	6.57 (0.66)	6.16 (0.62)	8.71 (0.87)	9.96

Se observa que todos los métodos utilizados para el cálculo de la flecha diferida infraestiman la misma, especialmente el método del coeficiente global del CEB, el cual no incluye la flecha debida a retracción. La corrección de Favre no supone mejora alguna por esta misma razón. El método de la EH-91 es ligeramente más adecuado que el del Código Modelo pero sigue cometiendo errores por defecto (el valor medio de la relación entre la flecha calculada y la medida es de 0.865). El método que mejor se ajusta es el propuesto por A. R. Marí (media = 0.91), dado que en su formulación aparecen explícitas las variables más importantes que gobiernan la deformabilidad estructural.

Como conclusión general sobre la deformabilidad hay que destacar que es

importante utilizar métodos adecuados para la predicción de las propiedades del hormigón en el tiempo (E_c y f_{ct} , retracción y fluencia) si se desea utilizar métodos afinados de predicción de flechas. Para el cálculo de flechas con métodos simplificados estándar, el modelo de materiales del CEB parece razonable, combinado con la utilización de secciones brutas.

Para los niveles usuales de carga permanente de servicio y en el caso de las vigas rectangulares ensayadas, las flechas instantáneas y diferidas no han superado en ningún momento $L/550$, lo que se puede considerar aceptable de cara a posibles daños en elementos no estructurales. Sin embargo, esta conclusión no puede ser extrapolada al caso de vigas planas, en las que los niveles de carga permanente podrían dar lugar a tensiones mayores, en el límite del rango de fluencia lineal.