

## **Comportamiento de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica.**

**Karen E.  
Caballero  
Morrison<sup>1</sup>**

**José Luis Bonet  
Senach<sup>2</sup>**

**Juan Navarro  
Gregori<sup>3</sup>**

**M. Carmen  
Castro Bugallo<sup>4</sup>**

### **RESUMEN**

La ductilidad es un indicador de la capacidad de deformación en estructuras sometidas a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica. El elemento estructural sometido a estos esfuerzos debe ser capaz de absorber y de disipar la energía sin que se produzca una significativa pérdida de capacidad resistente.

En la actualidad, las normativas para el diseño sísmico estructural, (EC-8 (2004)[4], ACI-318(11)[1]) especifican la disposición de la cuantía de armadura transversal a disponer en las zonas críticas susceptibles de albergar una rótula plástica. Para niveles altos de axil es necesario disponer una cuantía importante de armadura transversal. Dicha cuantía puede suponer problemas durante la puesta en obra del hormigón. La literatura técnica señala como una posible solución para mejorar la ductilidad de este tipo de soportes utilizar hormigón con fibras en su masa.

Por otro lado, los efectos de segundo orden que se producen en los soportes influyen en la capacidad de deformación (Bae y Bayrak (2006)[8]); y en la literatura técnica son escasos los ensayos experimentales de soportes cuya esbeltez sea superior a 6.5.

Por tales razones se han realizado 25 ensayos experimentales donde se estudian parámetros como la resistencia del hormigón, la esbeltez geométrica de la pieza, la cuantía de armadura transversal, el nivel de axil reducido, la sección transversal y la adición de fibras metálicas en la masa del hormigón. Estos ensayos tienen como objetivo conocer la capacidad de deformación y de resistencia sometidos a una carga axial y carga lateral cíclica según los parámetros mencionados anteriormente; y además han de servir para calibrar modelos numéricos y validar métodos simplificados.

**Palabras clave:** Estudio experimental, Soportes esbeltos, Carga cíclica, Hormigón con Fibras en su masa, Ductilidad, Capacidad de deformación.

### **1. INTRODUCCIÓN**

El comportamiento de una estructura frente a solicitudes de esfuerzos combinados, ha de asegurar una deformación sin perder su capacidad resistente. Por tal motivo en el diseño sísmico (EC-8 (2004)[4], FEMA P-750 (2009)[13] se aplica el criterio de “proyecto por capacidad”, el cual se basa en proteger a los elementos y regiones frágiles de la estructura dándole una sobrerresistencia adecuada respecto a los elementos dúctiles y potenciando los mecanismos de rotura dúctiles. Por esta razón, se ha de asegurar que en las vigas se formen rótulas plásticas antes que en los soportes “columna fuerte, viga débil”.

---

<sup>1</sup> Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería de la Construcción. [karen.caballero@utp.ac.pa](mailto:karen.caballero@utp.ac.pa)

<sup>2</sup> Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería de la Construcción. [jlbonet@cst.upv.es](mailto:jlbonet@cst.upv.es)

<sup>3</sup> Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería de la Construcción. [juanagre@cst.upv.es](mailto:juanagre@cst.upv.es)

<sup>4</sup> Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería de la Construcción. [macasbu@cst.upv.es](mailto:macasbu@cst.upv.es)

## *Comportamiento de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica.*

Por otro lado la fabricación de hormigones de alta resistencia (HSC) en la construcción se está incrementando en los últimos años, y está siendo aceptado tanto por proyectistas como por constructores. Las ventajas inmediatas de utilizar este tipo de hormigones en soportes, se centran en un incremento de capacidad resistente o en un ahorro de material, dando lugar a secciones de menor tamaño, con una misma capacidad resistente que ocupan un menor espacio. Dicha reducción de sección da lugar a soportes cada vez más esbeltos, con el consiguiente incremento de los efectos de segundo orden.

Otra alternativa para mejorar el comportamiento dúctil de soportes es incluir fibras de acero en la masa de hormigón (Paultre et al (2001)[1]). La utilización combinada de fibras de acero y armadura transversal puede reducir la cuantía de armadura transversal requerida por los códigos, especialmente en caso de diseño sísmico (Caballero-Morrison et al (2011)[10]). Sin embargo, las expresiones propuestas por los códigos no tienen en cuenta este efecto favorable de las fibras de acero (EC-8 (2004)[4], ACI-318(11)[1]).

En la literatura técnica existen numerosas publicaciones referentes al estudio de la capacidad resistente y de deformación de soportes sometidos a cargas cíclicas (Berry et al (2004)[9], fib Bulletin 25 (2003)[11]). Los ensayos experimentales disponibles se centran en soportes de hormigón armado (sin fibras) con esbeltez a cortante ( $\lambda_v$ ) inferior a 6.5. Sin embargo, son escasos los ensayos de laboratorio de soportes fabricados con hormigón con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral (Caballero-Morrison et al (2011)[10]). En consecuencia, es necesario estudiar la capacidad de resistencia y de ductilidad en soportes esbeltos ( $\lambda_v$  mayor de 6.5) de hormigón armado con o sin fibras sometidos a una carga axial constante y una carga lateral monotónica o cíclica.

## **2. PROGRAMA EXPERIMENTAL**

Se han ensayado un total de 25 soportes de sección rectangular de 260 x 150 mm y 140 x 150 mm (Figura 1). Todas las probetas tienen 3.3 metros de longitud entre apoyos y fueron sometidas a esfuerzos combinados de carga axial constante y carga lateral cíclica (Figura 2). Dichas probetas representan dos semi-soportes de dos plantas adyacentes conectados a través de un elemento central que representa el efecto rigidizador de un forjado intermedio o la unión de un soporte con la cimentación representada por el elemento central de la probeta. Cada semi-soporte tiene una longitud ( $L_s$ ) de 1.5 metros entre el apoyo y el elemento central, de los cuales 1.32 metros son de hormigón armado y 0.18 m se corresponden con el sistema de apoyo de la rótula dispuesto en cada extremo de la probeta. El elemento central tiene un espesor de 0.30 m.

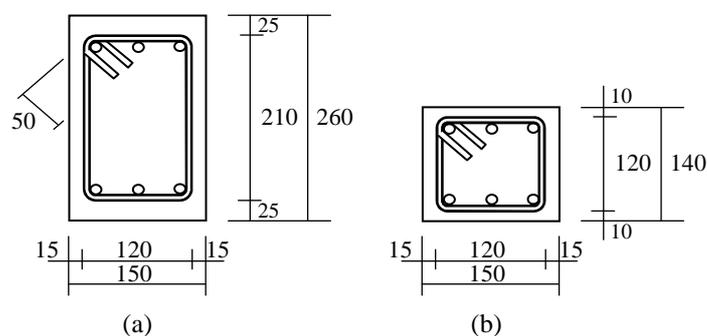


Figura 1.- Sección transversal tipo (unidades: mm)

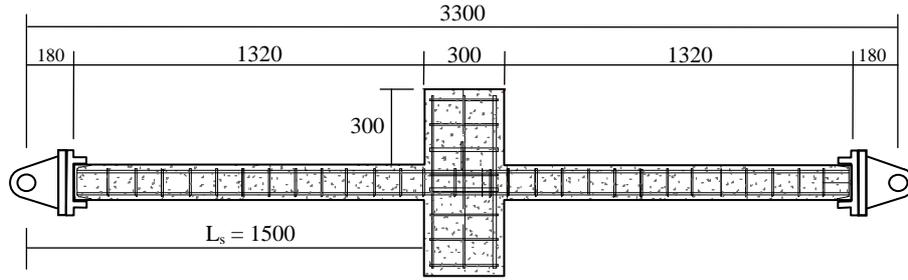


Figura 2.- Geometría de la probeta (unidades: mm)

En la Tabla 1 se representan las variables analizadas en cada uno de los soportes ensayados. La nomenclatura empleada para designar cada ensayo ha sido la siguiente:

$$(NF \text{ o } HF)xLyVzSk \quad (1)$$

- donde  $N \text{ o } H$  "N" o "H" indica hormigón convencional u hormigón de alta resistencia  
 $Fx$  "x" indica el contenido de fibras de la probeta: 0, 30 y 60 kg/m<sup>3</sup>  
 $Ly$  "y" es la esbeltez a cortante: L5 para  $\lambda_v=5.77$  y L10 para  $\lambda_v=10.71$   
 $Vz$  "z" es el axial nominal reducido: V1 para  $v=0.1$ , V2 para  $v=0.35$  y V3 para  $v=0.55$   
 $Sk$  "k" indica la separación entre los cercos: 50, 70, 100 y 600 milímetros

Tabla 1. Características de los ensayos experimentales.

Id	Soporte	h (m)	b (m)	$\lambda_v$	$f_c$ (MPa)	N (kN)	$\frac{N}{b \cdot h \cdot f_c}$	Refuerzo				
								Longitudinal		Transversal ( $\phi_t = 8$ mm)		
								$\phi_l$ (mm)	$\rho_l$ (%)	$s_t$ (mm)	$\rho_s$ (%)	$\alpha\omega_o$
N1	NF0L5V2S100	0.26	0.15	5.77	33.57	491.7	0.38	6 $\phi$ 12	1.74	100	1.40	0.04
N2	NF0L5V2S50	0.26	0.15	5.77	29.68	413.9	0.36	6 $\phi$ 12	1.74	50	2.79	0.13
N3	NF0L5V1S50	0.26	0.15	5.77	29.18	138.2	0.12	6 $\phi$ 12	1.74	50	2.79	0.14
N4	NF0L10V2S70	0.14	0.15	10.71	30.63	211.2	0.33	6 $\phi$ 8	1.44	70	2.56	0.11
N5	NF0L5V3S50	0.26	0.15	5.77	30.40	637.9	0.54	6 $\phi$ 12	1.74	50	2.79	0.13
N6	NF0L10V3S70	0.14	0.15	10.71	32.68	347.0	0.51	6 $\phi$ 8	1.44	70	2.56	0.10
N7	NF30L5V2S100	0.26	0.15	5.77	33.37	473.8	0.36	6 $\phi$ 12	1.74	100	1.40	0.04
N8	NF30L5V2S50	0.26	0.15	5.77	38.00	523.3	0.35	6 $\phi$ 12	1.74	50	2.79	0.10
N9	NF60L5V2S100	0.26	0.15	5.77	33.65	412.7	0.31	6 $\phi$ 12	1.74	100	1.40	0.04
N10	NF60L5V2S50	0.26	0.15	5.77	29.52	448.6	0.39	6 $\phi$ 12	1.74	50	2.79	0.13
N11	NF60L5V2S600	0.26	0.15	5.77	32.12	420.6	0.34	6 $\phi$ 12	1.74	600	0.23	0.01
N12	NF60L10V2S70	0.14	0.15	10.71	30.35	241.4	0.38	6 $\phi$ 8	1.44	70	2.56	0.11
N13	NF60L10V1S70	0.14	0.15	10.71	30.78	107.9	0.17	6 $\phi$ 8	1.44	70	2.56	0.11
N14	NF60L5V1S50	0.26	0.15	5.77	32.43	153.4	0.12	6 $\phi$ 12	1.74	50	2.79	0.12
N15	HF00L05V2S100	0.26	0.15	5.77	64.10	895.1	0.36	6 $\phi$ 12	1.74	100	1.40	0.02
N16	HF00L05V2S50	0.26	0.15	5.77	71.70	959.0	0.34	6 $\phi$ 12	1.74	50	2.79	0.06
N17	HF00L05V1S50	0.26	0.15	5.77	75.40	294.7	0.11	6 $\phi$ 12	1.74	50	2.79	0.05
N18	HF00L10V1S70	0.14	0.15	10.71	70.50	175.2	0.12	6 $\phi$ 8	1.44	70	3.03	0.05
N19	HF30L05V2S600	0.26	0.15	5.77	75.60	967.7	0.33	6 $\phi$ 12	1.74	600	0.23	0.01
N20	HF60L05V2S100	0.26	0.15	5.77	75.50	1013.3	0.34	6 $\phi$ 12	1.74	100	1.40	0.02
N21	HF60L05V2S50	0.26	0.15	5.77	79.20	1056.7	0.34	6 $\phi$ 12	1.74	50	2.79	0.05
N22	HF60L05V2S600	0.26	0.15	5.77	75.10	993.7	0.34	6 $\phi$ 12	1.74	600	0.23	0.01
N23	HF60L05V1S50	0.26	0.15	5.77	81.10	333.9	0.11	6 $\phi$ 12	1.74	50	2.79	0.05
N24	HF60L10V1S70	0.14	0.15	10.71	79.30	190.2	0.11	6 $\phi$ 8	1.44	70	3.03	0.04
N25	HF60L10V2S70	0.14	0.15	10.71	79.10	598.8	0.36	6 $\phi$ 8	1.44	70	3.03	0.04

## *Comportamiento de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica.*

Todas las probetas han sido ensayadas a los 28 días. La resistencia a compresión para el hormigón de cada soporte ensayado se obtuvo antes de cada ensayo con la rotura de probetas cilíndricas de 100 x 300 mm (UNE-EN 12390-3 [6]). Se fabricaron 2 probetas cilíndricas de control por amasada, que fueron compactadas y almacenadas en cámara húmeda bajo condiciones de temperatura (20°) y humedad constantes ( $\geq 95\%$ ).

Para la fabricación del hormigón se utilizó cemento Portland del tipo CEM I 52,5R. En el caso del HAR se utilizó humo de sílice y dos aditivos, un superplastificante (Glenium AC31) y un plastificante polifuncional (Pozzolith 651N). Los áridos utilizados fueron gravas calizas machacadas con dimensiones entre 4 y 7 mm. La relación agua-cemento empleada fue de 0,63 para el HC y de 0,32 para el HAR. Se ha utilizado acero corrugado de calidad B 500 SD (EHE-08 [5]) y clase C (EC-2 (2004)[3]).

En cuanto a las fibras metálicas se ha utilizado para hormigón normal DRAMIX RC-65/35-BN, de esbeltez  $l/d = 35/0.55 = 63.63$  y resistencia a tracción de 1100 MPa y para hormigón de alta resistencia se han utilizado fibras DRAMIX RC-80/40-BP, de esbeltez  $l/d = 40/0.50 = 80$  y resistencia a tracción de 2600 MPa. En cada amasada se fabricó una probeta prismática de 550x150x150 mm con el objetivo de determinar la resistencia a tracción por flexión del hormigón con fibras de acero conforme a la normativa UNE-EN 14651:2007 [7].

### 2.1 Configuración del ensayo

Para realizar todos los ensayos se ha diseñado expresamente el pórtico de carga que se muestra en la figura 3.a. El sistema de carga horizontal está formado por dos placas extremas y cuatro barras de diámetro 36 mm. Una de las placas sujeta una célula de carga de 2000 kN y en la otra está sujeta un actuador hidráulico horizontal de 2500 kN (Figura 3.b) que se apoya sobre un soporte deslizante para permitir el posible movimiento horizontal.

Se han localizado dos rótulas en los extremos que sujetan la probeta. Estos elementos tienen la función de permitir el giro libre de la probeta y garantizar que la carga se aplique sobre el eje central de la probeta. Estas rótulas están apoyadas sobre una placa con rodillos que permite el desplazamiento horizontal de la probeta (Figura 3.b). La armadura longitudinal del soporte ha sido soldada en cada extremo a un perfil metálico UPN que se fija al sistema de apoyo de la rótula mediante cuatro tornillos embebidos.

El sistema de carga vertical está sujeto a un pórtico auxiliar que transmite las cargas verticales a la losa de ensayo del laboratorio. La carga vertical se aplica a la probeta mediante un actuador hidráulico de doble efecto de 500 kN. Entre la probeta de ensayo y el actuador hidráulico, se ha colocado una célula de carga de 500 kN (figura 3.c).

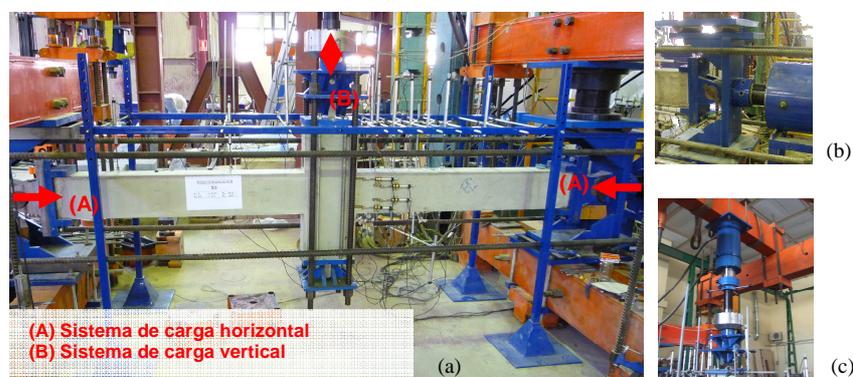


Figura 3. a. Pórtico de ensayo con el actuador de carga vertical y horizontal; b. Sistema hidráulico para la aplicación de la carga axial; c. Sistema hidráulico para la aplicación de la carga vertical de doble efecto.

## 2.2 Instrumentación

Se han dispuesto galgas extensiométricas en 8 secciones y en uno de los lados de la probeta. Para garantizar que el lado instrumentado fuera el primero en alcanzar el agotamiento de la probeta, se ha dispuesto una barra longitudinal adicional tanto en el lado comprimido como en el traccionado de la sección con una longitud superior a la posible longitud potencial de plastificación. Dichas galgas extensiométricas se localizan en la barra central, tanto en la armadura comprimida como traccionada (Figura 4). Las galgas extensiométricas dispuestas en las barras de acero son del tipo K-LY41-50/120-3-0,5M de HBM (Hottinger Baldwin Messtechnik).



Figura 4.- Disposición de las galgas extensiométricos (unit: mm)

Además, se han dispuesto 16 captadores de desplazamiento. Los captadores 1 al 10 tienen la finalidad de registrar los movimientos verticales de la probeta (Figura 5). El giro del elemento central se obtiene a partir de los registros de los captadores 7 y 8. El captador número 12 registra el posible desplazamiento transversal de la probeta debido a posibles imperfecciones geométricas o a la inestabilidad lateral de la misma (Figura 5). Los captadores 13 al 16 (Figura 6.a y 6.b), tienen la finalidad de registrar indirectamente la curvatura media de la sección.

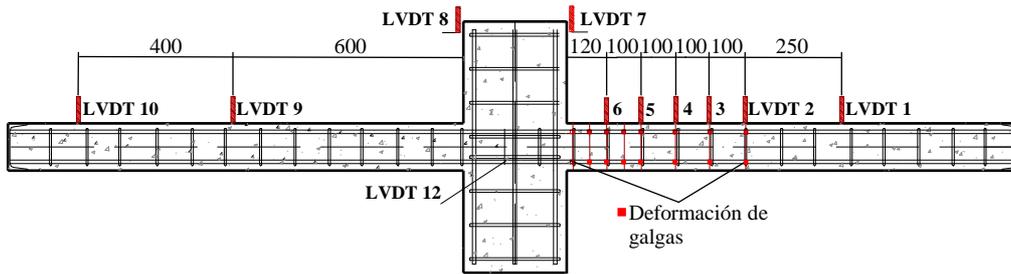


Figura 5.- Disposición de captadores de desplazamiento vertical (unit: mm)

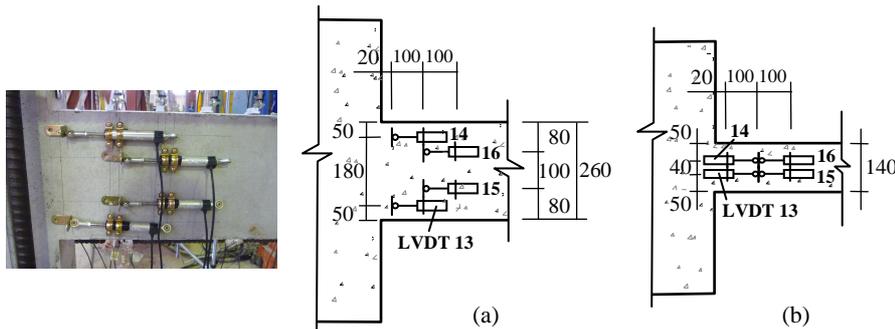


Figura 6.- Disposición de captadores de desplazamiento horizontal (unidades: mm)

Además, se han dispuesto dos células de carga, una en el actuador hidráulico vertical y otra para controlar la fuerza aplicada en el actuador hidráulico horizontal.

## 2.3 Procedimiento del ensayo experimental

A los 28 días de haberse fabricado la probeta se realiza el ensayo. En primer lugar, se aplica la carga axial hasta alcanzar el valor predeterminado, la cual permanecerá constante a lo largo del ensayo. A continuación se aplica la carga vertical. El primer ciclo de carga se realiza por control por fuerza,

*Comportamiento de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica.*

alcanzándose el 75% del momento último de la sección calculado conforme al EC-2 (2004)[3]. Para ello se tienen en cuenta las características de los materiales obtenidas del control de calidad y el nivel de axil aplicado previamente, se desprecia el efecto del confinamiento del hormigón y de las fibras de acero y se han tomado los coeficientes de seguridad iguales a la unidad. Con la aplicación de este primer ciclo se obtienen los desplazamientos máximos y mínimos en el extremo del soporte ( $\Delta_1^+$  y  $\Delta_1^-$ ). El desplazamiento elástico nominal  $\Delta_y$  se calcula a partir de la siguiente expresión (Ho y Pam (2003)[14]):

$$\Delta_y = \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta_1^+ + |\Delta_1^-|}{2} \quad (2)$$

El segundo y el resto de los ciclos se realizan por control por desplazamientos. El desplazamiento impuesto  $\Delta$  se define a partir del cálculo de la ductilidad nominal por desplazamientos,  $\mu$  (Figura 7).

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (3)$$

De tal forma que iniciando el segundo ciclo con una ductilidad nominal igual a la unidad ( $\mu=1$ ), el desplazamiento  $\Delta$  se incrementa por  $\Delta_y$  cada dos ciclos consecutivos (Ho y Pam (2003)[14]). En la figura 8 se muestra como se calcula el desplazamiento  $\Delta$  impuesto en el extremo del soporte.

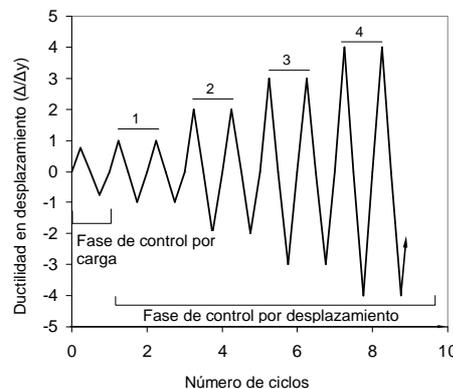


Figura 7.- Histograma de carga

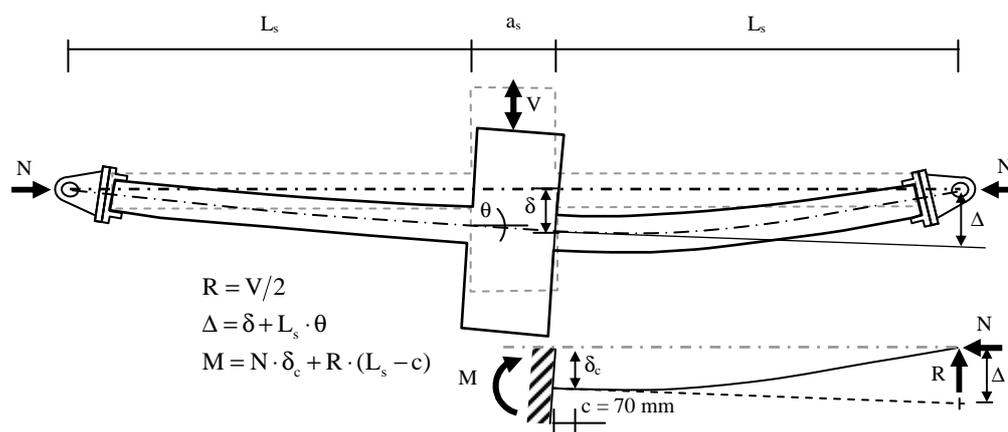


Figura 8.- Comportamiento idealizado del soporte durante en ensayo

Se ha definido la rotura convencional cuando se alcanza una pérdida de capacidad, en carga vertical o en momento, del 20% (Ho y Pam (2003)[14] y Paultre et al (2001)[15][1]). Se ha procurado que en todos los ensayos alcanzar esta situación.

### 3. OBSERVACIONES Y RESULTADOS

Se ha observado que se ha producido el salto de recubrimiento tanto para hormigón normal como de alta resistencia. Con respecto a los soportes de hormigón convencional sin fibras, se ha producido un daño importante (Figura 9.a), en general se han producido fisuras perpendiculares a la directriz de la pieza. En las probetas con fibras, la red de fisuración se muestra más distribuida (Figura 9.b), a excepción de la probeta NF60L5V2S600, en la cual se ha producido la típica rotura por cortante, tras alcanzar la plastificación las armaduras, saltar el recubrimiento y pandear la armadura (Figura 9.c).



Figura 9.-. Comportamiento en rotura.

En los soportes fabricados con HSC, el salto de recubrimiento en rotura está asociado a la formación de “splitting cracks” en el plano de la armadura longitudinal (Figura 10.a), lo que da lugar a una reducción en la capacidad resistente del soporte (Collins et al. (1993) [12]). En todos los soportes de HSC sin fibras de acero, se ha desprendido también el recubrimiento de las caras laterales. Sin embargo, en los soportes fabricados con NSC, el salto del recubrimiento se produce en la situación de rotura al alcanzar en la cara comprimida del hormigón una deformación en compresión importante (Figura 10.b). En los soportes fabricados con HSC, al contrario que los fabricados con NSC, gran parte del hormigón que se desprende no presenta degradación. En ambos casos, si se agregan fibras de acero al hormigón, el salto es menos visible (Figura 10.d y 10.e), de tal forma que el hormigón no llega a desprenderse de la sección, excepto en las probetas NF60L5V2S600, HF30L5V2S600 y HF60L5V2S600, con una separación estribos de 600 mm (Figura 10.c y 10.f).

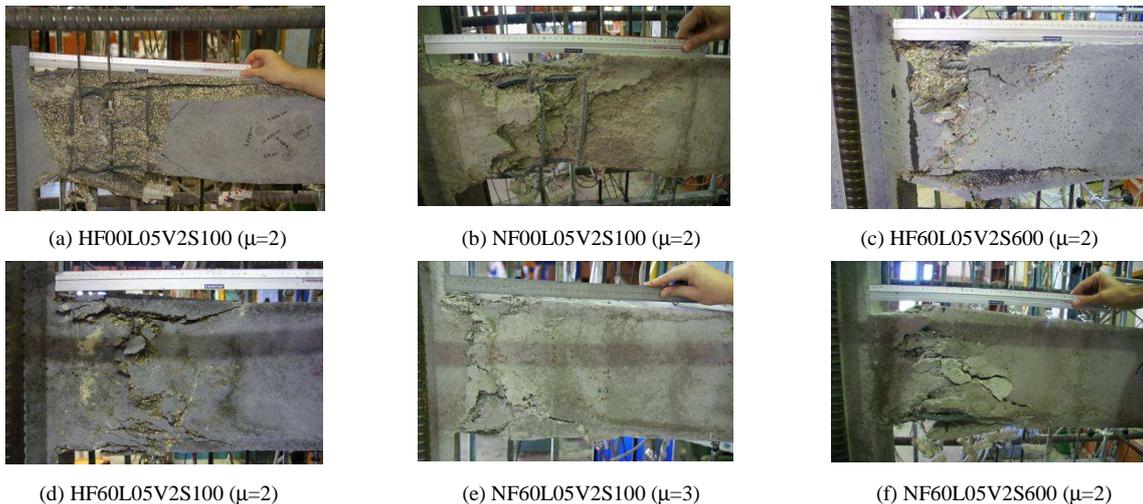


Figura 10.-. Comportamiento en rotura

Se observa que la armadura longitudinal plastifica en todas las probetas tanto para hormigón normal como de alta resistencia (Figura 11 y 12). Como era de esperarse, los valores de la ductilidad que hemos obtenido de las series corroboran nuestra hipótesis teniendo un mejor comportamiento y capacidad resistente debido a la inclusión de fibras metálicas en la masa del hormigón. También cabe destacar el estudio que se ha realizado en cuanto a la esbeltez de los soportes, obteniendo como mejor resultado aquellos más esbeltos.

Comportamiento de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica.

Tabla 2. Resultados experimentales obtenidos en ductilidad en desplazamiento ( $\mu_{\Delta u}$ ) y en Carga máxima ( $V_{max}$ ).

Id	Soporte de Hormigón Convencional	$\mu_{\Delta u}$	$V_{max}$ (kN)	Id	Soporte de Alta Resistencia	$\mu_{\Delta u}$	$V_{max}$ (kN)
N1	NF0L5V2S100	2.72	85.81	N15	HF00L05V2S100	1.19	133.25
N2	NF0L5V2S50	3.31	80.01	N16	HF00L05V2S50	1.22	106.99
N3	NF0L5V1S50	3.62	63.50	N17	HF00L05V1S50	3.05	84.47
N4	NF0L10V2S70	3.86	15.04	N18	HF00L10V1S70	4.39	17.76
N5	NF0L5V3S50	2.07	79.47	N19	HF30L05V2S600	1.40	138.83
N6	NF0L10V3S70	2.37	17.36	N20	HF60L05V2S100	1.93	145.51
N7	NF30L5V2S100	3.20	80.97	N21	HF60L05V2S50	2.70	123.78
N8	NF30L5V2S50	4.09	86.06	N22	HF60L05V2S600	1.52	136.29
N9	NF60L5V2S100	3.37	83.79	N23	HF60L05V1S50	3.38	94.87
N10	NF60L5V2S50	4.69	83.51	N24	HF60L10V1S70	5.13	20.16
N11	NF60L5V2S600	2.17	85.75	N25	HF60L10V2S70	2.81	24.77
N12	NF60L10V2S70	4.91	13.47				
N13	NF60L10V1S70	4.15	13.92				
N14	NF60L5V1S50	3.84	69.92				

En la tabla 2 corresponden a los datos obtenidos de los ensayos experimentales para los 25 soportes. Se puede constatar que para los soportes de hormigón convencional sin fibras comparados con aquellos que contienen fibras metálicas, la ductilidad tiende a aumentar. El mismo comportamiento se ha tenido con los soportes de alta resistencia. Con respecto a la carga máxima se observa que para los soportes a igualdad de esbeltez pero con o sin la adición de fibras metálicas, no hay un aumento de resistencia.

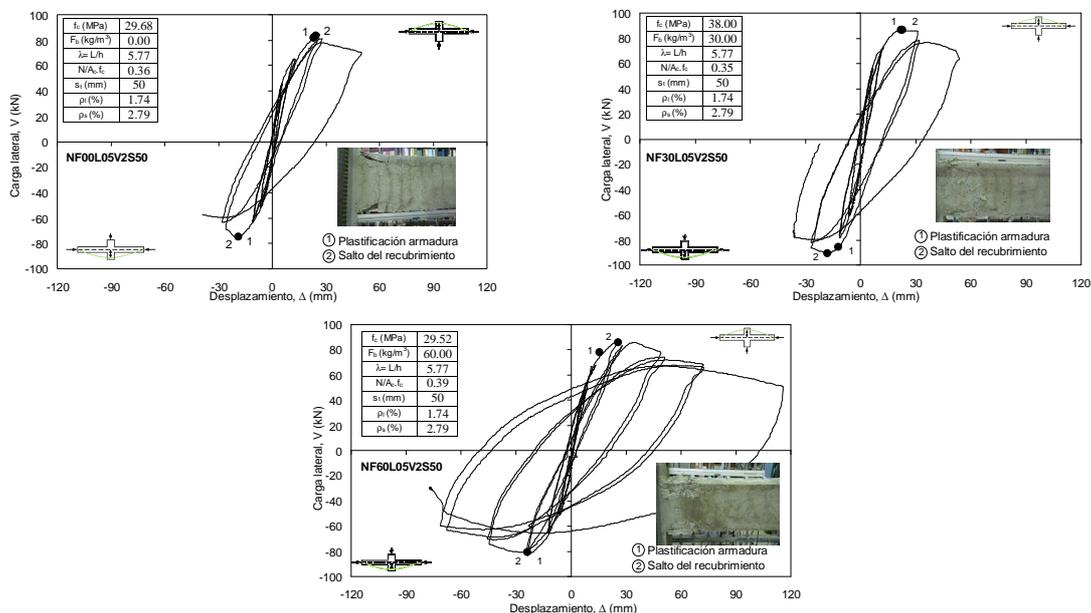


Figura 11.- Gráficas Carga Vertical vs Desplazamiento. NF00L05V2S50, NF30L05V2S50 y NF60L05V2S50.

En cuanto a los soportes de alta resistencia, muestran una capacidad resistente y de deformación mayor cuando se tiene inclusión de fibras metálicas, por ende llegan a soportar una mayor cantidad de ciclos. Por ejemplo en la figura 12 las dos graficas superiores, la izquierda representa un soporte sin fibras y el de la derecha incluye fibras en la masa del hormigón. En la grafica inferior es un soporte con un mínimo de cuantía de armadura transversal, y solo se observa el efecto de las fibras metálicas,

y vemos que existe una resistencia del hormigón y capacidad de deformación similar a la primera grafica superior izquierda que no contiene fibras metálicas.

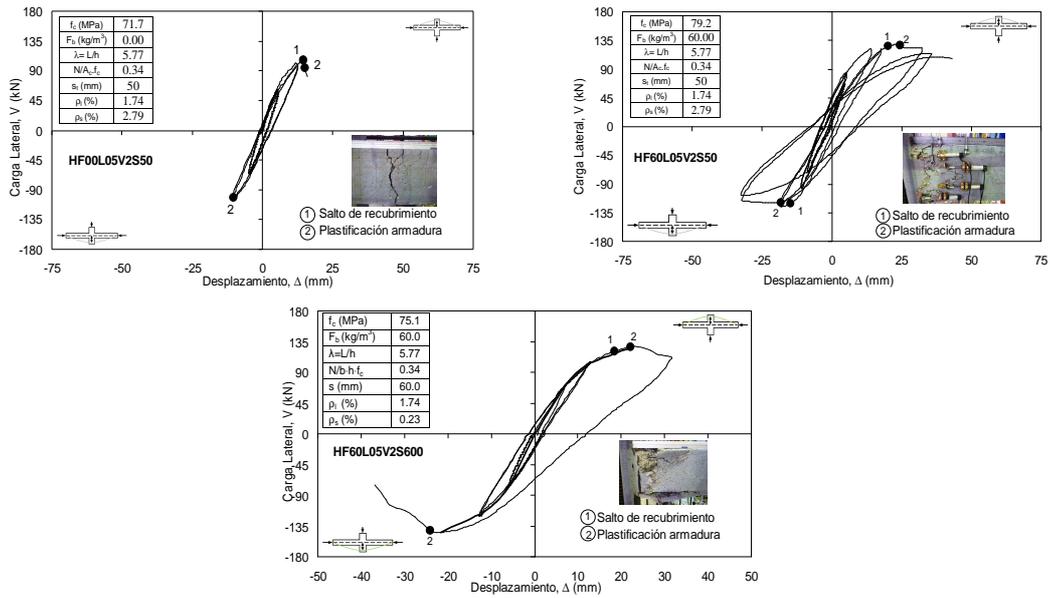


Figura 12.- Gráficas Carga Vertical vs Desplazamiento. HF00L05V2S50, HF60L05V2S50 yHF60L05V2S600.

Como era de esperar la ductilidad en desplazamientos ( $\mu_{\Delta}$ ) crece con el confinamiento (Figura 13), las dos gráficas representan la ductilidad en desplazamiento, la izquierda respecto al hormigón convencional y la derecha al hormigón de alta resistencia.

Si se analizan ambas gráficas tanto NSC como HSC se observa que con la adición de fibras metálicas hay un importante incremento de la ductilidad; este comportamiento es debido a que con las fibras de acero se mejora por una parte el comportamiento post-pico del hormigón y por otra parte se retrasa el salto del recubrimiento, incrementándose la curvatura de las secciones situadas en la rótula plástica sin pérdida de capacidad resistente significativa. Por otro lado al tener un soporte con una separación importante de estribos se observa que las fibrás metálicas no supone un incremento significativo de la ductilidad, debido a que la armadura pandeo, lo cual limita la capacidad de deformación de la probeta.

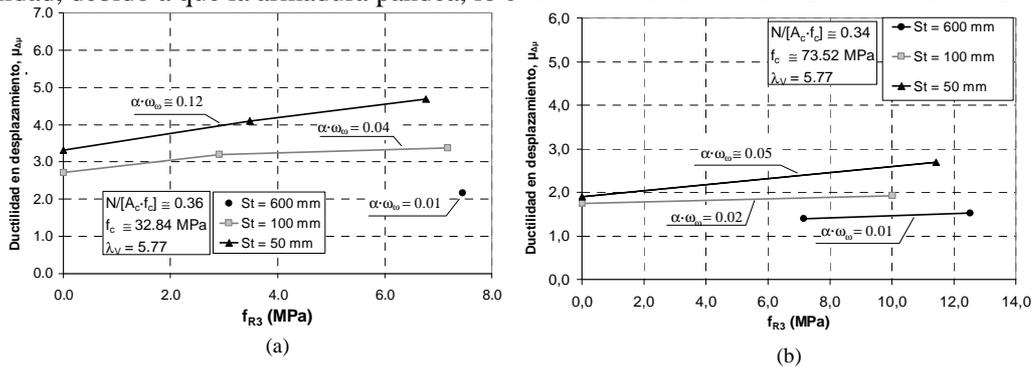


Figura 13.- Capacidad de deformación y de resistencia: efecto de la cuantía de la armadura transversal y la adición de fibras metálicas en la masa del hormigón.

## 5. CONCLUSIONES

Respecto a las conclusiones extraídas en el estudio experimental caben resaltar las siguientes:

- Cabe señalar que hay mejora de la ductilidad como era esperable tanto en NSC como en HSC, en soportes con el menor espaciado de estribos y los que contienen mayor cantidad de fibras metálicas.
- La inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón retrasa el salto del recubrimiento del hormigón y el pandeo de la armadura longitudinal comprimida, disminuye la longitud de daño,

## *Comportamiento de soportes esbeltos de hormigón armado con fibras de acero sometidos a esfuerzos combinados de axil y carga lateral cíclica.*

conlleva un menor daño en la zona susceptible de producirse la rótula plástica, mejora la ductilidad en desplazamientos.

- Para asegurar la ductilidad requerida es necesario evitar el pandeo de la armadura longitudinal comprimida en la longitud susceptible de producirse una rótula plástica. Para ello debe disponerse una adecuada separación entre los cercos en función del tipo de hormigón (con o sin fibras), de la ductilidad requerida y del diámetro de la armadura longitudinal.
- Se ha observado que la inclusión de fibras metálicas en la masa del hormigón no mejora la capacidad resistente en el soporte, sin embargo hay una mayor capacidad de deformación.
- Se nota la mejora de la ductilidad con la adición de fibras metálicas en el grupo de los soportes de alta resistencia; aunque este parámetro tiende a ser menor comparado con el grupo de hormigón convencional, y esto se debe a que tiene una menor capacidad de deformación teniendo en cuenta que tiene una mayor capacidad resistente.

## **6. AGRADECIMENTOS**

Los autores desean expresar su sincero agradecimiento al “Ministerio de Ciencia e Innovación” por la ayuda proporcionada a través de los proyectos BIA2008-03734 y BIA2009-10207 y a la Comunidad Europea por el apoyo financiero a través de los fondos Feder.

## **7. REFERENCIAS**

- [1] ACI 318-11, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", American Concrete Institute, Detroit, 2011.
- [2] ACI-ASCE Committee 441; "High Strength Concrete Columns: State of the Art", American Concrete Institute Structural Journal 1997-94(3):325-335.
- [3] European Committee for Standardization: "Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buildings", EN 1992-1-1 December 2004.
- [4] European Committee for Standardization: "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings" EN 1998-1:2004 pp 232.
- [5] Ministerio de Fomento "Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02)" RD 997/2002, de 27 de septiembre.
- [6] UNE-EN 12390-3: "Ensayos de hormigón endurecido – Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas". Asociación española de normalización y certificación, AENOR. Diciembre, 2000.
- [7] UNE-EN 14651:2007: "Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual)". Asociación española de normalización y certificación, AENOR. Septiembre 2007.
- [8] Bae, S.; Bayrak, O.: "Seismic Performance of Reinforced Concrete Columns: P- $\Delta$  Effect" ACI Special Publication, Volume: 236, May 1, 2006, 61-80.
- [9] Berry, M., Parrish, M., and Eberhard, M., "PEER Structural Performance Database User's Manual," ([www.ce.washington.edu/~peera1](http://www.ce.washington.edu/~peera1)), Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2004.
- [10] Caballero-Morison, K.E.; Bonet, J.L.; Navarro-Gregori, J.; Martí-Vargas, J.R.: "Behaviour of steel fibre - reinforced normal - strength concrete slender columns under cyclic loading" Engineering Structures (submitted for publication).
- [11] CEB-FIP, Bulletin 25, "State of art report (Displacement -based seismic design of reinforced concrete buildings)", Task Group 7.2, Mayo 2003, Lausanne- Switzerland.
- [12] Collins, Michael .P.; Mitchel, Denis; Macgregor, James G.: "Structural Design Considerations for High-Strength Concrete" Concrete International, May 1993 pp 27-34.
- [13] Federal Emergency Management Agency, FEMA-P-750 "NEHRP Recommended provisions for new buildings and other structures", Washington DC. 2009.
- [14] Ho J.C.M. y Pam H.J., "Inelastic design of low-axially loaded high-strength reinforced concrete columns", Engineering Structures, 25, 2003, pp 1083-1096.
- [15] Paultre P, Légeron F, Mongeau D. "Influence of concrete strength and transverse reinforcement yield strength on behavior of high-strength concrete columns" ACI Struct J 2001;98(4):490-501.