

# Influencia de la rugosidad de la interfaz y de la cuantía de armadura transversal en la resistencia a cortante de vigas compuestas de hormigón armado

## *Influence of interface roughness and shear reinforcement ratio in vertical shear strength of composite reinforced concrete beams*

Lisbel Rueda García<sup>a</sup>, José Luis Bonet Senach<sup>b</sup> y Pedro Francisco Miguel Sosa<sup>c</sup>

<sup>a</sup> Máster Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Estudiante de doctorado. lisruega@cam.upv.es

<sup>b</sup> Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Catedrático de Universidad. jlbonet@cst.upv.es

<sup>c</sup> Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de València. Catedrático de Universidad. pmiguel@cst.upv.es

### RESUMEN

El comportamiento a cortante de vigas compuestas de hormigón armado, muy presentes en ingeniería civil y edificación, no ha sido estudiado en profundidad. El objetivo de este trabajo es analizar experimentalmente la influencia en la resistencia a cortante de la rugosidad de la interfaz entre hormigones y la cuantía de armadura transversal pasante en vigas compuestas, con y sin armadura de cortante. Los ensayos de siete vigas compuestas demuestran que la presencia de una junta entre hormigones y las características de ésta modifican el modo de fallo del elemento y, por tanto, su resistencia, siendo necesaria una adaptación de las formulaciones de cortante existentes a este tipo de vigas.

### ABSTRACT

Shear behaviour of reinforced concrete composite beams, commonly used in civil engineering and building construction, has not been studied in depth. The objective of this work is to experimentally analyse the influence in shear strength of interface roughness between two concretes and horizontal shear reinforcement ratio, in composite beams with and without vertical shear reinforcement. The tests of seven composite beams show that an interface existing between two concretes and its characteristics modify failure mode of the element and, therefore, its strength, being necessary an adaptation of existing shear formulations to calculate this type of beams.

**PALABRAS CLAVE:** hormigón armado, viga compuesta, esfuerzos tangenciales, rasante, cortante, rugosidad de la interfaz, armado transversal.

**KEYWORDS:** reinforced concrete, composite beam, tangential forces, horizontal shear, vertical shear, interface roughness, shear reinforcement.

## 1. Introducción

En España, solo la red de carreteras del Estado cuenta con 33.000 puentes, de los cuales el 44% son de hormigón armado y el 20% son de hormigón pretensado, el 59% de ellos tienen

aproximadamente 40 años y el 10% tienen más de 75 años [1]. Muchos de esos puentes de hormigón cuentan con una tipología muy común de tablero construida desde mediados del siglo

pasado consistente en vigas prefabricadas con losa superior in situ, es decir vigas compuestas de hormigón. Dado el elevado número de puentes existentes de esta tipología y su antigüedad, resulta especialmente importante estudiar su comportamiento estructural de cara a una correcta evaluación de estructuras existentes.

La determinación de la resistencia frente a solicitaciones tangentes es un aspecto esencial en la evaluación estructural de puentes existentes que aún no está adecuadamente resuelto. De hecho, la EHE-08 [2], el EC2 (2004) [3], el *fib* MC-2010 [4] y el ACI 318-19 [5] vigentes proporcionan expresiones semi-empíricas para la resistencia a cortante de vigas que resultan conservadoras y excesivamente dispersas [6-8].

En el diseño de tableros de vigas prefabricadas con losa superior in situ, es común la no consideración de la contribución de la losa en la resistencia a cortante, quedando del lado de la seguridad. Sin embargo, dicha contribución existe, pudiendo resultar relevante en la evaluación de la resistencia de tableros existentes de vigas prefabricadas con losa superior in situ. Únicamente, el código ACI 318-19 [5] (Sección 22.5.4) propone considerar la evaluación de vigas compuestas por una viga prefabricada y una losa de hormigón in situ mediante dos métodos: como la suma de las resistencias a cortante respectivas o como el esfuerzo cortante de la sección completa considerando la resistencia menor de ambos hormigones. Sin embargo, no está claro que la suma de las resistencias a cortante calculadas en cada uno de los elementos de forma individual pueda asegurar la seguridad de la viga compuesta [9].

La resistencia de vigas compuestas de dos hormigones sometidas a esfuerzo cortante vertical no ha sido muy estudiada. La mayoría de las investigaciones plantean programas experimentales para analizar el comportamiento de vigas compuestas que centran su estudio en la resistencia a rasante en juntas entre hormigones [10-12]. Ello es debido a que la adherencia entre

ambos hormigones es crítica para el adecuado comportamiento de la viga compuesta.

Recientemente, Kim et al. (2016 y 2017) [9, 13] han realizado un programa experimental de piezas compuestas con o sin armadura transversal, con forma rectangular y sometidas a esfuerzos tangenciales. Entre sus conclusiones destacan que las expresiones de diseño para evaluar la resistencia a esfuerzo rasante en juntas entre hormigones propuestas por las normativas son muy conservadoras. Además, indican que el número total de ensayos experimentales que analizan la resistencia a cortante en piezas compuestas sigue siendo insuficiente, estando limitado el desarrollo de nuevos modelos de evaluación de su capacidad resistente.

Por otro lado, en recientes investigaciones se ha observado que la inclinación y la forma de la fisura crítica se ven modificadas por la existencia de una junta entre hormigones [9, 13, 14]. La forma de la fisura crítica y su posible inclinación variable condiciona la capacidad resistente de la viga compuesta, puesto que una fisura más inclinada afecta a un mayor número de estribos.

El presente programa experimental pretende estudiar el comportamiento a cortante de vigas compuestas de dos hormigones con armadura transversal para diferentes acabados de la junta entre hormigones y diferentes cuantías de armadura transversal pasante, tanto para vigas sin armadura transversal de cortante como para vigas armadas. Además, se analizan el mecanismo de resistencia a cortante desarrollado por las vigas y la validez de los métodos de diseño existentes.

## 2. Campaña experimental

### 2.1 Características de las vigas diseñadas

Las vigas de esta campaña experimental fueron diseñadas con el objetivo de analizar dos parámetros que influyen en la resistencia a cortante de vigas compuestas de hormigón

armado: la rugosidad de la interfaz entre hormigones y la cuantía de armadura pasante del hormigón de la viga al de la losa, en vigas con y sin armadura de cortante.

Se diseñaron siete vigas compuestas diferentes con el fin de determinar la frontera entre un fallo por rasante -despegue del hormigón de la losa del de la viga- y un fallo por cortante -fallo por fisuración diagonal del alma de la viga-.

Todas ellas consistieron en ensayos de flexión a cuatro puntos de vigas de 3.44 m de longitud, sobre las cuales se aplicaron dos cargas puntuales no centradas, separadas 0.40 m, generando un vano A de 1.00 m de longitud y un vano B de 1.34 m. El vano A, idéntico para todas las vigas, estaba reforzado para evitar su rotura por cortante y tenía una interfaz lisa entre hormigones; es decir, no recibió ningún tratamiento tras la puesta del hormigón. El vano B es en el que se esperaba la rotura, donde se analiza la influencia de las variables objeto de estudio. La longitud del vano B y el canto útil de las vigas  $d = 0.335$  m fueron ajustados de manera que se obtuviera una esbeltez de cortante ( $a/d$ ) de 4.0, con el fin de estudiar una rotura por cortante no afectada por el efecto arco [15].

Las vigas, de sección rectangular de 0.18 m de ancho, estaban fabricadas con dos hormigones de diferentes edades. El hormigón de la primera fase, de 0.30 m de alto, representa a la viga prefabricada de una viga compuesta. La segunda fase, de 0.10 m de alto, representa a la losa hormigonada *in situ*.

Los parámetros fijados en esta serie de ensayos fueron: cuantía de armadura longitudinal ( $\rho_l = 4.08\%$ ); esbeltez de cortante ( $a/d = 4.0$ ); geometría de la sección transversal, y resistencia nominal a compresión de los hormigones empleados ( $f_c = 30$  MPa).

La armadura longitudinal fue calculada para evitar el fallo por flexión de las vigas, buscando una rotura por cortante de las mismas. El armado transversal de cortante fue calculado de acuerdo con las normas EHE-08 [2], EC2

(2004) [3], *fib* MC-2010 [4] y ACI 318-19 [5]. Tres de las siete vigas fueron diseñadas sin cercos de cortante y las otras cuatro con cercos  $\varnothing 8$  separados cada 250 mm, respetando la separación máxima entre cercos definida por las normas empleadas.

Las vigas sin cercos tenían la interfaz rugosa para resistir el esfuerzo rasante. Además, se dispusieron en dos de las vigas diferentes cuantías de armadura pasante en forma de horquillas con su correspondiente longitud de anclaje. En las vigas con armadura de cortante, se combinaron junta lisa y muy rugosa con la adición o no de armadura pasante adicional a los estribos de cortante (ver Figura 1).

La Tabla 1 resume las características de cada uno de los especímenes. La nomenclatura empleada para identificar las vigas fue la siguiente: armadura de cortante -SC, sin cercos, o CC, con cercos-; rugosidad de la interfaz -R, muy rugosa, o L, lisa-, y separación entre armadura transversal pasante, en mm.

En cuanto a la resistencia de las vigas, los cálculos según las diferentes normativas indicaban que la resistencia última a rasante de la viga SCR0 y, posiblemente, también de la SCR250, se alcanzaría antes que su resistencia a cortante. Por el contrario, se esperaba que la viga SCR125 tuviera una rotura por cortante.

En cuanto a los elementos con armadura de cortante -CCL250, CCR250, CCL125 y CCR125-, se esperaba que las vigas con interfaz lisa tuvieran un fallo por rasante, mientras que en las vigas con interfaz rugosa se esperaba un posible fallo por cortante.

**Tabla 1. Características del vano B de las vigas diseñadas. Unidades: mm.**

<b>Id. del ensayo</b>	<b>Acabado de la interfaz</b>	<b>Estribos de cortante</b>	<b>Conectores (horquillas)</b>	<b>Tipo de armado</b>
SCR0	Muy rugoso	-	-	A
SCR250	Muy rugoso	-	h $\varnothing 8@250$	B
SCR125	Muy rugoso	-	h $\varnothing 8@125$	C
CCL250	Liso	$\varnothing 8@250$	-	D
CCR250	Muy rugoso	$\varnothing 8@250$	-	D
CCL125	Liso	$\varnothing 8@250$	h $\varnothing 8@250$	E
CCR125	Muy rugoso	$\varnothing 8@250$	h $\varnothing 8@250$	E

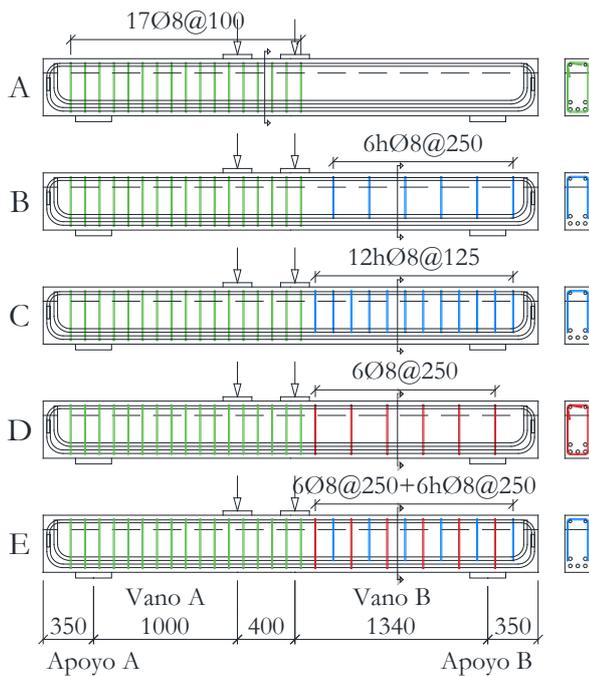


Figura 1. Disposición de armado de las vigas.  
Unidades: mm.



Figura 2. Disposición del ensayo.

## 2.2 Configuración del ensayo e instrumentación

Las vigas se apoyaron sobre dos apoyos constituidos por sendas camas de bolas para evitar la reacción horizontal. Se diseñó un dintel de acero para dividir la carga del actuador en dos cargas puntuales, con rótula para mantener la carga vertical en todo momento (Figura 2).

Se emplearon dos células de carga en los apoyos y una en el actuador. Los desplazamientos verticales se midieron en apoyos y bajo el actuador mediante captadores

de desplazamiento (LVDTs). Se emplearon LVDTs en dos secciones del vano B para medir la apertura de las vigas debida a la aparición de fisuras diagonales y horizontales. Se colocaron cuatro LVDTs horizontales en cuatro secciones para medir el deslizamiento de la losa con respecto a la viga.

Se dispusieron galgas extensiométricas en la armadura longitudinal traccionada, en cercos de cortante y en horquillas, para conocer deformaciones de las armaduras. También se colocaron pares de galgas extensiométricas en la superficie del hormigón en las mismas cuatro secciones transversales en las que había galgas en la armadura longitudinal.

Además, tres cámaras fotográficas con disparo sincronizado tomaron fotos cada 2 segundos.

## 2.3 Propiedades de los materiales y fabricación

Las vigas fueron ensayadas entre 33 y 42 días después de su fabricación. Las resistencias reales de los hormigones de las vigas en el momento del ensayo fueron 32 MPa para la viga y 31 MPa para la losa. Se usaron tres diámetros diferentes de armaduras de acero B500SD. Las barras Ø8 tenían un límite elástico  $f_y = 534$  MPa y un módulo de Young  $E_s = 189$  GPa. De las Ø20 se obtuvo  $f_y = 534$  MPa y  $E_s = 206$  GPa. De las Ø25 se obtuvo  $f_y = 556$  MPa y  $E_s = 197$  GPa.

El hormigón de la losa fue vertido 24 h después del hormigón de la viga con el fin de evitar efectos a largo plazo como la retracción diferencial. En las vigas que lo requerían se realizó el rastrillado de la superficie antes de que el primer hormigón endureciera, obteniendo una superficie muy rugosa consistente en surcos de aproximadamente 6 a 10 mm de profundidad (distancia entre pico y valle) y un máximo de 40 mm de distancia entre picos. El hormigón se curó durante 7 días, momento en el cual se retiraron los encofrados.

### 3. Resultados experimentales

#### 3.1 Patrón de fisuración y modo de fallo

Las vigas ensayadas presentaron diferentes resistencias y modos de fallo en función de su armado transversal y la rugosidad de la interfaz entre hormigones. En la Figura 3 se presenta el patrón de fisuración de las vigas al final del ensayo.

La viga SCR0, con junta muy rugosa y sin armado transversal, falló tras alcanzar un cortante de 91 kN en el vano B. La forma de la fisura crítica fue la habitual de vigas sin armadura de cortante, a excepción de un pequeño tramo de 80 mm de longitud en el que la fisura se volvió horizontal en la interfaz entre hormigones.

En la viga SCR250, con junta muy rugosa y horquillas cada 250 mm, las fisuras de cortante se desarrollaron a lo largo de la junta antes de finalmente pasar a la losa. La rotura se dio por el fallo de la cabeza comprimida, con un cortante de 161 kN.

La viga SCR125 alcanzó un cortante de 175 kN. En este caso el fallo se produjo cuando la fisura más cercana a la carga alcanzó la placa de distribución de la carga.

La viga CCL250, con cercos de cortante cada 250 mm e interfaz lisa, mostró una rotura claramente afectada por la existencia de una junta entre hormigones. En este caso, las fisuras de cortante se volvieron horizontales al llegar a la interfaz, creciendo en longitud hasta conectarse unas con otras. La rotura se alcanzó con un cortante de 206 kN, cuando la fisura crítica alcanzó la capa superior de hormigón.

En la viga CCR250, igual que la anterior, pero con junta rugosa, las fisuras apenas transcurrieron a lo largo de la interfaz y la rotura se alcanzó a los 181 kN.

La viga CCL125, con junta lisa y cercos de cortante y horquillas, alcanzó un cortante de 255 kN. En ella, una de las fisuras diagonales se desarrolló a lo largo de la interfaz hasta que finalmente se produjo la rotura cuando esta

fisura atravesó el segundo hormigón hasta alcanzar la placa de carga.

La viga CCR125, con junta muy rugosa y cercos de cortante y horquillas, alcanzó un cortante en el vano B de 249 kN. No obstante, la rotura se produjo en el vano A, con un cortante de 313 kN. En este vano, se observaron fisuras diagonales que al llegar a la interfaz se volvían horizontales hasta finalmente atravesar la capa del segundo hormigón hasta el apoyo.

Cabe señalar que en todas las vigas en las que hubo un claro despegue del segundo hormigón respecto del primero apareció una fisura vertical en la losa, a la altura en que la fisura crítica cambia de pendiente. Presentaron esta fisura las vigas SCR0, SCR250, CCL250, CCL125 y CCR125. Por el contrario, las vigas SCR125 y CCR250 se comportaron de manera similar a una viga monolítica.

Por otro lado, se aprecia que, cuando la separación de la armadura transversal es menor, la rotura se produce en una sección más cercana al punto de aplicación de la carga.

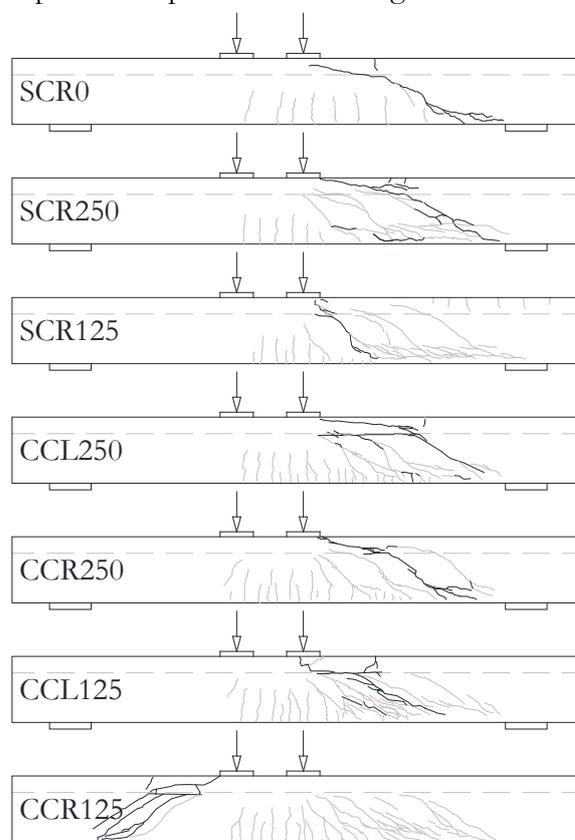


Figura 3. Patrones de fisuración de las vigas ensayadas.

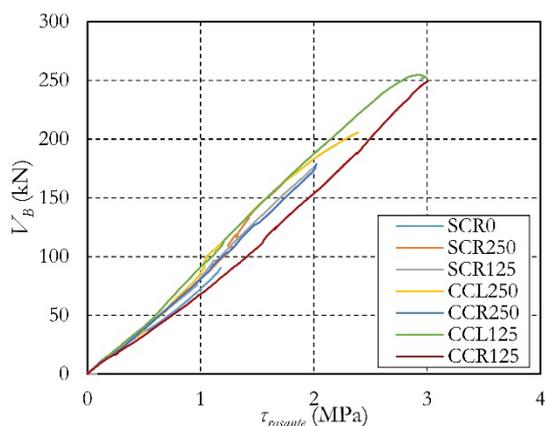


Figura 4. Relación entre la tensión rasante y el cortante en el vano B en las vigas ensayadas.

Tabla 2. Cortante experimental alcanzado.

Id. del ensayo	$V_{Rd}$ (kN)	Nº cercos+ horquillas	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)
SCR0	91	-	-	91
SCR250	161	2	107	54
SCR125	175	2	107	68
CCL250	206	3	161	45
CCR250	181	3	161	30
CCL125	255	4	215	40
CCR125	313	5	268	45
Vano A				

### 3.2 Tensión rasante resistida

El cálculo de la tensión rasante a partir de los datos de la instrumentación se basa en el método del equilibrio global de fuerzas. El plano de deformaciones se obtiene en cuatro secciones del vano B en cada momento del ensayo utilizando los datos de deformación de las galgas de la armadura longitudinal traccionada y las galgas de hormigón situadas en la losa. A partir del plano de deformaciones en las secciones, se calculan las tensiones empleando una curva constitutiva tipo Sargin, como se describe en EC2 (2004) [3]. Se obtiene la fuerza de compresión  $C$  en la losa integrando las tensiones en cada sección instrumentada. La tensión rasante en un tramo  $i$  entre secciones se calcula:

$$\tau_{rasante,i} = \frac{C_i - C_{i-1}}{l \cdot b} \quad (1)$$

Donde  $l$  es la distancia entre dos secciones consecutivas  $i$  e  $i-1$ , y  $b$  es el ancho de la sección transversal.

Puesto que ninguna viga tuvo un fallo por rasante puro, los resultados de tensión rasante son una cota inferior del rasante que se podría alcanzar. En la Figura 4 se muestra la tensión rasante media obtenida de la instrumentación para cada uno de los ensayos en función del cortante en el vano B ( $V_B$ ).

### 3.3 Esfuerzo cortante experimental

En la Tabla 2 se muestran los resultados del cortante último resistido ( $V_{Rd}$ ) por cada una de las vigas en el vano B -exceptuando la viga CCR125, para la cual se da el dato del vano A, en el que se produjo la rotura-. Asimismo, se obtiene una estimación del cortante resistido por la armadura transversal ( $V_{Rd,s}$ ). Para ello, se emplean las fotografías de cada ensayo sobre las que se superpone el plano de ferralla. De esa forma, se estima el número de estribos y/u horquillas atravesados por la fisura crítica, verificando si están plastificados en el momento de la rotura mediante los datos de las galgas extensiométricas colocadas en la armadura pasante. También se muestra la componente del cortante resistida por el hormigón  $V_{Rd,c}$ , calculada como diferencia entre  $V_{Rd}$  y  $V_{Rd,s}$ .

## 4. Análisis de resultados

### 4.1 Patrón de fisuración y modo de fallo

Como se observa en la Figura 3, la fisuración horizontal de la interfaz entre hormigones está presente en la mayor parte de las vigas ensayadas. Pese a ello, no se puede considerar que ninguna de las vigas tuviera un fallo por rasante. Hanson en 1960 [16] consideró que un deslizamiento de 0.13 mm entre hormigones es el límite a partir del cual el comportamiento conjunto de viga más losa se pierde (la viga y la losa trabajan como elementos diferentes, originando un fallo por rasante puro). El máximo deslizamiento medido por la instrumentación de estos ensayos fue de 0.05 mm en la viga CCL250, quedando lejos de

dicho límite. En consecuencia, en todos los ensayos puede considerarse que la viga y la losa actúan de forma conjunta. No obstante, el hecho de que hubiera una interfaz entre hormigones sí que influyó la trayectoria de la fisura.

En la literatura [9, 13] este tipo de rotura en que la fisura diagonal se ve afectada por la interfaz entre hormigones se identifica como tracción diagonal combinada con fisuración de rasante en la interfaz (TD+FR).

En lo que respecta a la rugosidad de la interfaz, existió una clara diferencia entre las vigas con junta lisa y las vigas con junta rugosa, a pesar de que todas ellas presentaron el tipo de fallo TD+FR. En las vigas CCL250, CCL125 y en el vano A de la CCR125, todas ellas con junta lisa, la fisura horizontal en la interfaz se extendió en una longitud mayor que en las vigas con interfaz rugosa (ver Figura 3).

Además, se observa que, en el caso de la viga CCL250, la fisura horizontal alcanza un mayor número de cercos, modificando el comportamiento a cortante de la misma. Por el contrario, en la viga CCR250 las fisuras diagonales no encuentran dificultad en la interfaz para acceder al cordón comprimido. Se observa que la inclinación de la fisura crítica es mayor en esta viga que en su semejante con junta lisa, CCL250, alcanzando un cortante inferior.

En cuanto a la armadura transversal pasante dispuesta, tanto en forma de horquillas como en forma de cercos, se observa que, a mayor armado transversal, la fisuración diagonal es mayor en número y más vertical.

#### 4.2 Tensión rasante resistida

En la Figura 4 se aprecia que la tensión rasante media en la interfaz es directamente proporcional al cortante resistido. Por ello, las vigas con junta lisa, que resistieron un cortante superior a las vigas con junta muy rugosa, alcanzaron también una tensión rasante superior.

Por otro lado, la Figura 4 muestra que, como era de esperar, a mayor cuantía de armadura pasante el rasante resistido crece.

#### 4.3 Resistencia a cortante

El esfuerzo cortante experimental mostrado en la Tabla 2, indica que, la resistencia de las vigas sin armadura transversal de cortante fue inferior a la alcanzada por las vigas con armadura transversal, tal y como se esperaba.

Por otra parte, los resultados mostraron que las vigas con armadura en forma de horquillas alcanzaron una resistencia a cortante superior a la esperada, indicando que dicha armadura no contribuyó únicamente a resistir el rasante sino también el cortante.

El motivo que se le atribuye a este comportamiento es que la longitud de anclaje de las ramas de las horquillas hizo que éstas se acercaran lo suficiente a la armadura longitudinal de tracción como para que se produjera un mecanismo resistente de celosía. Se trata de un aspecto que, a gran escala, es decir, en una viga de mayor canto, no se daría. No obstante, la resistencia a cortante obtenida no fue la misma que en una viga con cercos cerrados, alcanzándose una resistencia intermedia.

Por otro lado, a partir de la estimación de  $V_{Rds}$  mostrada en la Tabla 2, se deduce que esta componente aumenta con la cuantía de armadura transversal, siendo cada vez menos importante la componente  $V_{Rdc}$ .

### 5. Comparación con normativas

#### 5.1 Tensión rasante

En la Figura 5 se representa la capacidad mecánica de la armadura transversal pasante por metro de viga (“clamping stress”) -cuantía de armado transversal  $\rho_w$  por  $f_y$  frente a la tensión rasante media concomitante con el cortante de agotamiento, para las vigas ensayadas y según los diferentes códigos: EHE-08 [2], EC2 (2004) [3], EC2 (2017) [17] (aún no vigente), fib MC-2010 [4] y ACI 318-19 [5].

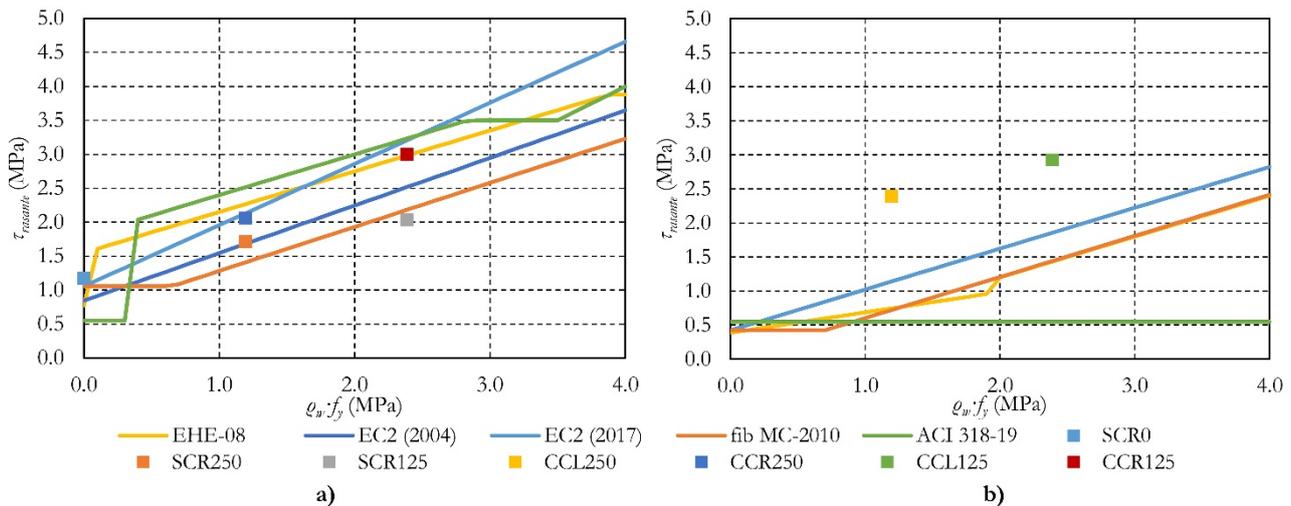


Tabla 3. Relación entre el cortante experimental y el cortante de los códigos ( $V_{exp}/V_{código}$ ).

	EHE-08	EC2 (2004)	EC2 (2017)	fib MC-2010			ACI 318-19	
				LI	LII	LIII	A1	A2
SCR0.A	0.94	0.94	1.12	2.29	1.28	-	1.27	1.27
SCR0.B	1.09	1.09	1.41	2.99	1.69	-	1.49	1.49
SCR250.A1	1.67	1.67	1.98	4.07	2.28	-	2.25	2.25
SCR250.B1	1.94	1.94	2.50	5.30	3.00	-	2.64	2.64
SCR250.A2	1.25	1.00	1.00	1.44	1.29	1.08	1.26	1.08
SCR250.B2	1.78	1.42	1.42	2.06	1.82	1.51	1.80	1.45
SCR125.A1	1.81	1.81	2.15	4.42	2.47	-	2.45	2.45
SCR125.B1	2.11	2.11	2.72	5.76	3.26	-	2.87	2.87
SCR125.A2	0.68	0.56	0.57	-	0.85	0.80	0.88	0.79
SCR125.B2	0.97	0.79	0.82	-	1.19	1.11	1.25	1.08
CCL250.A	1.59	1.27	1.27	1.84	1.64	1.36	1.59	1.37
CCL250.B	2.27	1.81	1.81	2.62	2.31	1.91	2.27	1.82
CCR250.A	1.40	1.12	1.12	1.62	1.45	1.20	1.41	1.20
CCR250.B	2.00	1.60	1.60	2.31	2.04	1.69	2.00	1.61
CCL125.A1	1.97	1.58	1.58	2.27	2.04	1.69	1.98	1.69
CCL125.B1	2.81	2.25	2.25	3.24	2.87	2.37	2.81	2.26
CCL125.A2	0.98	0.80	0.82	-	1.24	1.15	1.27	1.15
CCL125.B2	1.40	1.13	1.16	-	1.73	1.61	1.81	1.56
CCR125.A	0.97	0.89	0.92	-	1.21	1.16	1.32	1.21
CCR125.B	1.38	1.27	1.30	-	1.69	1.62	1.88	1.66

La Figura 5.a corresponde a vigas con interfaz muy rugosa. En la gráfica se observa que los valores experimentales se encuentran cercanos a los estimados por los códigos.

En la Figura 5.b, que representa el comportamiento de vigas con interfaz lisa, se aprecia claramente como las dos vigas con junta lisa alcanzan una resistencia muy superior a la calculada. Se observa que los códigos hacen una estimación muy del lado de la seguridad de la resistencia a rasante de vigas compuestas para las condiciones de la interfaz de las vigas ensayadas.

## 5.2 Resistencia a cortante

En la Tabla 3 se muestra la relación entre el cortante experimental y el calculado  $-V_{exp}/V_{código}$  para cada una de las vigas ensayadas y según los diferentes códigos: EHE-08 [2], EC2 (2004) [3], EC2 (2017) [17], fib MC-2010 [4] en sus tres niveles de aproximación (LI, LII y LIII) y ACI 318-19 [5] con sus dos formulaciones (simplificada -A1- y no simplificada -A2-). Los valores que no aparecen en la tabla son aquellos

que, por las características de armado de las vigas, las normas no permiten su cálculo.

En la tabla se presentan los cálculos para diferentes casuísticas: suponiendo que el cortante es resistido por la sección rectangular completa (viga y losa) -caso A- y suponiendo que sólo resiste el cortante la viga -caso B-, siendo este último el método que contemplan todas las normas exceptuando el ACI 318-19 [5]. Por otro lado, se calcula la resistencia suponiendo que la armadura pasante en forma de horquillas no contribuye a resistir el cortante -caso 1- y suponiendo que sí lo hace -caso 2-.

Las vigas SCR0, CCL250 y CCR250, todas ellas sin horquillas, muestran resultados muy aproximados a los estimados por los códigos en el caso A. En el caso B las estimaciones quedan muy del lado de la seguridad. Lo mismo ocurre con la viga CCR125, cuya resistencia se presenta para el vano A. En general, el EC2 2017 [17] es el que mejor aproxima los resultados. Sin embargo, se ha de tener en cuenta que en algunos casos -SCR0.A y CCR125.A- el cortante experimental fue inferior al estimado, quedando algunas normas del lado de la inseguridad si se tiene en cuenta la resistencia de viga y losa. Esto se puede deber a la posible reducción de la resistencia por la existencia de una interfaz entre hormigones. Se debe destacar que esta subestimación de la resistencia no se da en el caso del ACI 318-19 [5] -único código que contempla la evaluación de vigas compuestas-.

En cuanto a la presencia de las horquillas como armadura pasante, se observa que la resistencia a cortante de la viga SCR250 está muy por encima de la calculada si se considera que la armadura transversal no contribuye a resistir el cortante, pero sí se aproxima a la calculada al considerar que sí contribuye. Por el contrario, la resistencia real de la viga SCR125 queda lejos de la estimada si se toman las horquillas como armadura de cortante. Algo similar ocurre con la viga CCL125.

## 6. Conclusiones

El objetivo de este programa experimental era analizar en vigas compuestas de hormigón la influencia de las características resistentes de la interfaz en la resistencia a cortante de los elementos. Las conclusiones más relevantes son:

- La existencia de una interfaz entre hormigones modificó la trayectoria de la fisura crítica de cortante y, por tanto, la resistencia del elemento ensayado. En concreto, se observó que el desarrollo de la fisura a través de la interfaz alcanzó un mayor número de armaduras transversales y, en consecuencia, una mayor resistencia a cortante.

- Las formulaciones de los códigos en materia de rasante entre dos hormigones subestiman la capacidad resistente de las vigas. Esta dispersión fue especialmente relevante en el caso de vigas con interfaz lisa (sin tratamiento tras el vertido del primer hormigón).

- Dotar a la interfaz de un acabado muy rugoso provocó que el comportamiento de la viga fuera similar al de una viga monolítica.

- Para las vigas ensayadas, con rotura de tipo tracción diagonal combinada con fisuración de rasante en la interfaz, los códigos quedan del lado de la inseguridad si se considera la resistencia a cortante conjunta de la viga y la losa, y muy por encima del cortante experimental si solo se considera la viga. Resultaría importante ajustar las formulaciones tanto para el diseño de vigas prefabricadas con losa *in situ* como para la evaluación de este tipo de estructuras existentes.

Debido a que el número de ensayos experimentales en este campo es reducido, sería conveniente plantear un programa experimental que desarrollara el comportamiento de vigas compuestas de hormigón armado con un modo de fallo de tracción diagonal combinada con fisuración de rasante en la interfaz, para diferentes geometrías de la sección transversal.

### ***Agradecimientos***

Este trabajo ha sido llevado a cabo gracias al apoyo del Ministerio de Economía y Empresa de España a través del Proyecto BIA2015-64672-C4-4-R; de la Generalitat Valenciana a través del Proyecto AICO/2018/250, y de la Unión Europea a través de fondos FEDER. Los autores desean agradecer al Ministerio de Economía y Empresa de España la ayuda predoctoral recibida BES-2016-078010.

### ***Referencias***

- [1] PIARC, Asociación Mundial de la Carretera, Estimation of load carrying capacity of bridges based on damage and deficiency. Committee 4.3 - Road Bridges, Francia, 2016.
- [2] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-2008, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
- [3] AENOR, EN 1992-1-1:2004, Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón – Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación, Madrid, 2013.
- [4] Fédération Internationale du Béton (fib), fib Bulletin 65, Model code for concrete structures, Suiza, 2012.
- [5] American Concrete Institute (ACI), Building code requirements for structural concrete and commentary. ACI 318-19, Farmington Hills, Mich, 2019.
- [6] K.-H. Reineck, E.C. Bentz, B. Fitik, D.A. Kuchma, O. Bayrak, ACI-DAfStb database of shear tests on slender reinforced concrete beams without stirrups, ACI Struct. J. 110 (2013).
- [7] K.-H. Reineck, E. Bentz, B. Fitik, D.A. Kuchma, O. Bayrak, ACI-DAfStb databases for shear tests on slender reinforced concrete beams with stirrups, ACI Struct. J. 111 (2014).
- [8] A. Moore, C. Williams, D. Al-Tarafany, J. Felan, J. Massey, T. Nguyen, K. Schmidt, D. Wald, O. Bayrak, J. Jirsa, W. Ghannoum, Shear Behavior of Spliced Post-Tensioned Girders, Austin, 2015.
- [9] C.-G. Kim, H.-G. Park, G.-H. Hong, S.-M. Kang, Shear Strength of Composite Beams with Dual Concrete Strengths, ACI Struct. J. 113 (2016) 263-274.
- [10] J. C. Saemann, G.W. Washa, Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-Place, ACI Journal Proceedings, 61 (1964) 1383-1409.
- [11] R.E. Loov, A.K. Patnaik, Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface, PCI J. 39 (1994) 48-69.
- [12] L.F. Kahn, A. Slapkus, Interface Shear in High Strength Composite T-Beams, PCI J. 49 (2004) 102-110.
- [13] C.-G. Kim, H.-G. Park, G.-H. Hong, S.-M. Kang, H. Lee, Shear Strength of Concrete Composite Beams with Shear Reinforcements, ACI Struct. J. 114 (2017) 827-837.
- [14] A. Halicka, Ł. Jabłoński, Shear failure mechanism of composite concrete T-shaped beams, Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build. 169 (2016) 67-75.
- [15] M. Kani, M. Huggins, R. Wittkopp, R., Kani on Shear in Reinforced Concrete. Dept. of Civil Engineering, University of Toronto, Estados Unidos, 1979.
- [16] N.W. Hanson, Precast-Prestressed Concrete Bridges – 2. Horizontal Shear Connections, Journal PCA Research and Development Laboratories, 2 (1960) 35-58.
- [17] CEN, PT1 prEN 1992-1-1:2017, Draft Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures, 2017.