

Vigas de gran altura de hormigon reforzado con fibras: estudio numérico y experimental

Miqueas C. Denardi

Viviana C. Rougier

denardim@frcu.utn.edu.ar

rougierv@frcu.utn.edu.ar

Grupo de Investigación en Mecánica Computacional y Estructuras(GIMCE), Universidad Tecnológica Nacional - {Facultad Regional Concordia, Facultad Regional Concepción del Uruguay.}

Ing. Pereyra 676, 3260 Concepción del Uruguay, Argentina

Mario R. Escalante

escalam@frcu.utn.edu.ar

Grupo de Investigación en Mecánica Computacional y Estructuras, Universidad Tecnológica Nacional- Facultad Regional Concepción del Uruguay.

Ing. Pereyra 676, 3260 Concepción del Uruguay, Argentina

Abstract. The study of new materials for structural uses with better properties than traditional ones has always been the object of study of scientific researches. Thus, traditional materials have been replaced by others such as the composites, intelligent and biodegradable materials. In this context, this work contributes to a better understanding of the behavior of steel and hybrid fiber reinforced concrete applied to deep beams. The latter are structural elements loaded as beams but with small shear span/depth ratios. They have useful applications in many structures, such as tall buildings, foundations, offshore structures, tanks, etc. Some studies carried out in the last decades have proved that the use of steel fiber concrete (SFRC) and hybrid fiber reinforced concrete (HFRC) in those structural elements helps to a better control of cracking, improves the toughness and the tensile behavior. Although there are numerous publications dedicated to the study of the behavior of this structural element, a few ones evaluate the behavior of SFRC and HFRC deep beams. In relation to the latter, the existing information in the literature is limited and in general it is based on experimental works. Even if the experimental data are valuable, numerical and analytical solutions are also needed to obtain a better understanding and prediction of the behavior and failure of mechanisms of SFRC and HRF deep beams. Conventional analytical techniques for the study of concrete are not suitable for the analysis of elements constructed with FRC. In this work, a numerical-experimental study of the ultimate shear capacity of SFRC and HFRC deep beams is presented. In the experimental campaign the contribution of the fibers to the shear capacity and ductility was evaluated. To do this, reinforced concrete deep beams with traditional bars and stirrups, and SFRC and HFRC beams without stirrups were built. In addition, a numerical model was implemented in a finite element analysis software in which the fiber reinforced concrete (FRC) was modeled as a homogeneous composite material. Finally, the experimental and numerical results are discussed in terms of ultimate loads and they are illustrated by means of tables, graphs and axial load-displacement curves.

Keywords: *Fiber reinforced concrete, deep beams, shear behavior.*

1. INTRODUCCIÓN

Las vigas de gran altura (VGA) tienen numerosas aplicaciones en edificios y otras estructuras. En aquellas VGA con carga puntual en el centro de la luz, debido a la pequeña relación entre la luz de corte (distancia desde el punto de aplicación de la carga al centro del apoyo, en elementos simplemente apoyados) y la altura útil, una gran proporción de la carga que soporta este tipo de vigas es transmitida directamente a los apoyos. Por ello, la falla es causada generalmente por corte. En la zona entre los apoyos y el punto de aplicación de la carga puede ocurrir la falla del hormigón por compresión Ahmad et al. [1]. La incorporación de fibras de acero o mezcla de éstas y fibras de polipropileno (híbridas), según Caggiano et al. [2], mejora el comportamiento a tracción del hormigón. De este modo, el uso de dichas fibras, en reemplazo total o parcial de la armadura convencional de estribos, resulta de gran interés particularmente en el caso de VGA, donde suelen existir grandes congestionamientos de armaduras. Piotr Smarzewski [3], Naik et al. [4]. Sahoo et al. [5] y Moradi and Reza Esfahani [6], demostraron que el uso de hormigón reforzado con fibras de acero e híbridas mejoró significativamente el comportamiento de VGA con aberturas, proporcionando un incremento en la capacidad de carga y la ductilidad.

Si bien los datos experimentales son valiosos, los ensayos resultan costosos e insumen mucho tiempo. Por ello, para el diseño de las VGA de HRFA y HRFH, se necesitan también soluciones numéricas y analíticas que permitan obtener una mejor comprensión y predicción del comportamiento y mecanismos de fallas. Para VGA de hormigón armado existe una metodología de análisis denominada “método puntal-tensor”, adoptada por diferentes códigos (CIRSOC 201-05 [7], ACI 318 [8]) que permite representar su comportamiento con un aceptable grado de aproximación. El método puntal-tensor, idealiza los campos tensionales (isostáticas de compresión y tracción), mediante un conjunto de bielas comprimidas de hormigón y tirantes traccionados de acero Orlor y Donini [9]. El método es rápido y económico, pero requiere experiencia previa para la adopción del modelo gráfico del reticulado. Una herramienta alternativa de mayor exactitud es el método de elementos finitos (MEF) que permite predecir la respuesta de diferentes estructuras de hormigón armado, de HRFA y HRFH.

Se muestran los resultados de una campaña experimental tendiente a analizar la efectividad del uso de HRFA y HRFH en vigas de gran altura, en reemplazo total de la armadura convencional de estribos y en términos de capacidad resistente y ductilidad. Además, a fin de predecir la capacidad de carga de VGA de HRFA, se implementa en un software de análisis por elementos finitos, un modelo numérico del ensayo a flexión de VGA. Finalmente se muestran y se discuten los resultados numéricos y experimentales a través de tablas y se comparan con los obtenidos experimentalmente.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental se llevó a cabo mediante ensayos a flexión de VGA, cargadas con una fuerza vertical centrada y diseñadas siguiendo los lineamientos del CIRSOC 201-05, Apéndice A [7]. Se elaboraron seis vigas y dos tipos de hormigón: hormigón simple y HRFA. Dos vigas se fabricaron con hormigón simple y armadura de flexión, sin armadura de corte en un caso, y con armadura mínima de corte en la dirección paralela y perpendicular a luz del tramo, en otro. Los restantes especímenes se elaboraron con HRFA, según dos volúmenes de fibras, 25 kg/m^3 (1 % del peso) y 50 kg/m^3 (2 % del peso), y sin armadura de corte.

Por otro lado, se construyeron 4 vigas de dos tipos de hormigón: simple y HRFH. A una de las vigas de hormigón simple solo se le colocó armadura de flexión, sin armadura de corte, y la otra se armó con armadura de corte en la dirección paralela y perpendicular a la luz del tramo. Los restantes especímenes se elaboraron con HRFH, con un volumen de 30 kg/m^3 (1.2 % del peso) de fibras de acero y 5 kg/m^3 (0.2 % del peso) de fibras de polipropileno, sin armadura de corte.

En la Tabla 1 se presenta la descripción de los especímenes ensayados, en cuanto a denominación, características geométricas y tipo de hormigón. Seguidamente, se describen dichos especímenes, propiedades de los materiales y procedimiento de ensayo e instrumentación.

Tabla 1. Detalle de los especímenes ensayados con su denominación y características

Campaña	Denominación	Características	Fibras de acero (kg/m ³)	Fibras de polipropileno (kg/m ³)
	V1	Refuerzo a flexión	-	-
	V2	Refuerzo a flexión y corte	-	-
I	VS25-1	Refuerzo a flexión	25	-
	VS25-2	Refuerzo a flexión	25	-
	VS50-1	Refuerzo a flexión	50	-
	VS50-2	Refuerzo a flexión	50	-
	V3	Refuerzo a flexión	-	-
II	V4	Refuerzo a flexión y corte	-	-
	VH305-1	Refuerzo a flexión	30	5
	VH305-2	Refuerzo a flexión	30	5

2.1. Especímenes ensayados

Se realizaron dos campañas experimentales. En la primera, se ensayaron 2 VGA de HA y 4 VGA de HRFA, todas ellas de sección rectangular 450 mm de largo por 80 mm de espesor, con una longitud total de 730 mm y 480 mm de luz libre entre apoyos. En la segunda, se ensayaron 2 VGA de HA y 2 de HRFH con una longitud $L = 700$ mm, altura $H = 420$ mm y espesor $D = 80$ mm.

En todos los especímenes se colocó armadura a flexión. Además, a las vigas V2 y V4 se les colocó armadura a corte mínima según Apéndice A, “Método de Bielas y Tirantes”, CIRSOC 201-05 [7]. En las Figuras 1(a) y 1(b), respectivamente, se muestran detalles constructivos de un espécimen con armadura a flexión y corte y otro con armadura a flexión.

2.2. Propiedades de los materiales

A continuación se describen las características y propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la fabricación de las vigas objeto de estudio.

Hormigón

En la ejecución de las vigas se utilizaron tres tipos de hormigón, hormigón simple, HRFA y HRFH, dosificados según el Método ICPA de Diseño Racional de Mezclas de Hormigón del Instituto del Cemento Portland Argentino (ICPA) en función de obtener una resistencia característica de rotura a compresión a los 28 días de 30 MPa. Se trabajó con agregados de la zona y cemento portland compuesto (CPC40). La resistencia a compresión se determinó mediante ensayos de compresión uniaxial sobre probetas cilíndricas de 150 mm x 300 mm, según normas IRAM 1534 y 1865, respectivamente. Se obtuvo una resistencia media a compresión f'_m del hormigón simple a los 28 días de 33.25 MPa y un módulo elástico promedio (E_m) de 27.1 GPa. En el caso del HRFA y para un volumen de fibras de 25 kg/m³, los valores obtenidos fueron de $f'_m = 35.6$ MPa y $E_m = 28.04$ GPa. Para el HRFA con un volumen de fibras de 50 kg/m³, los valores de f'_m y E_m fueron de 31.7 MPa y 26.48 GPa, respectivamente. Los valores de f'_m y E_m fueron para el HRFH (30 kg/m³ de fibras de acero y 5 kg/m³ de fibras de polipropileno) de 34 MPa y 27.8 GPa.

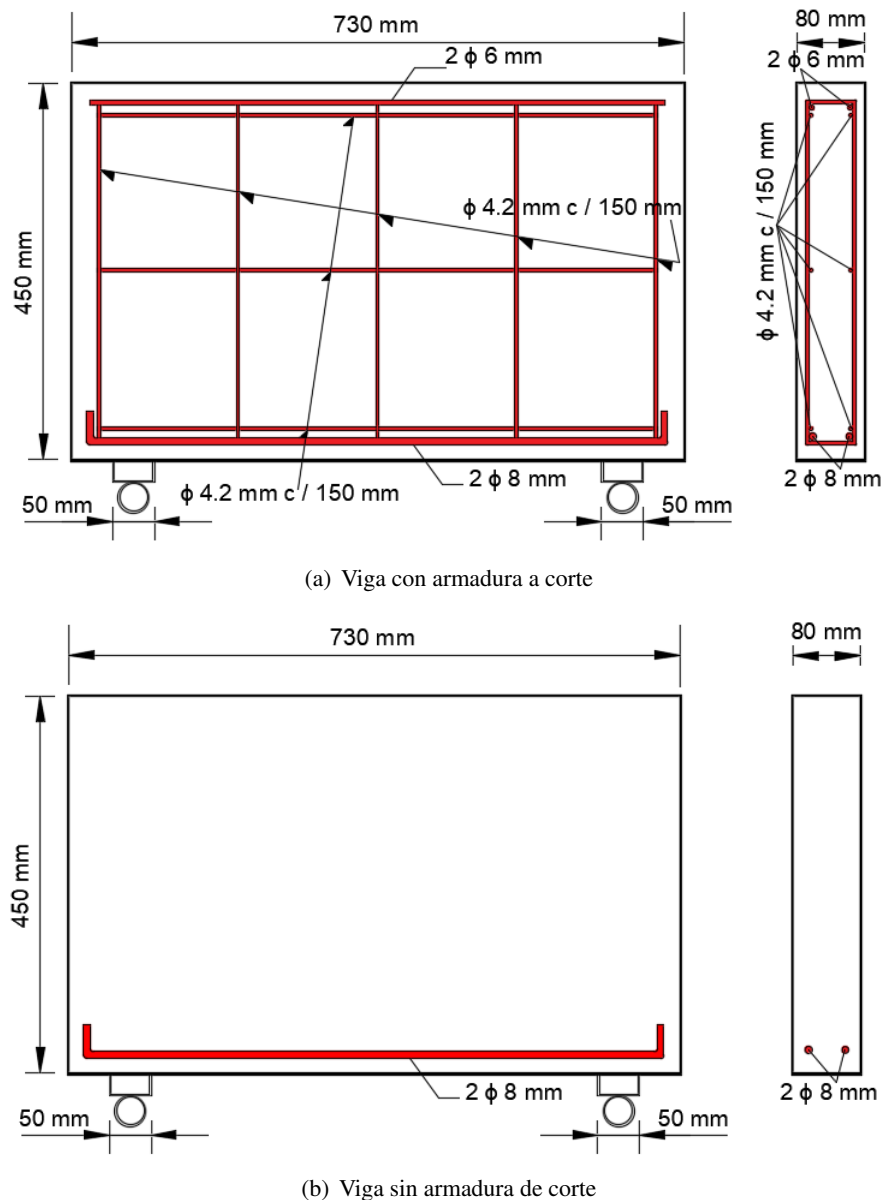


Figura 1. Dimensiones geométricas y detalle de armaduras de los especímenes ensayados de HRFA

Acero y fibras

Para la armadura principal y la constructiva de todas las vigas se empleó acero de dureza natural Acindar denominado comercialmente DN A-420, con límite de fluencia de 420 MPa, resistencia a la tracción de 500 MPa y alargamiento porcentual a la rotura del 12 %. Para los estribos se utilizó el mismo tipo de acero de diámetro nominal 4.2 mm. Para el HRFA se emplearon fibras de acero con extremo de gancho WIRAND[®], denominadas FF1, de 50 mm de longitud y 1 mm de diámetro, con límite de fluencia de 800 MPa y resistencia a tracción de 1100 MPa. Para el HRFH se utilizaron fibras de acero y macrofibras de polipropileno. Las macrofibras MACRONITA[®] son fibras sintéticas recortadas de materiales poliméricos, con una longitud de 50 mm, un diámetro de 0.6 mm, y una relación de aspecto de 83. Este tipo de fibras son químicamente inertes, tienen estabilidad volumétrica, un bajo módulo de elasticidad y bajo punto de fusión.

2.3. Procedimiento de ensayo e instrumentación

Todos los ensayos realizados consistieron en la aplicación de cargas cuasi estáticas monótonas crecientes en el centro de la luz. Se adoptó una velocidad de carga de 1.5 mm/min. Se midieron cargas y desplazamientos en la dirección longitudinal y transversal. La carga fue aplicada usando una prensa Shimatzu con sistema hidráulico con posibilidad de desarrollar una carga vertical nominal máxima de 1000 kN. Para la medición de los desplazamientos se utilizaron relojes comparadores digitales con una sensibilidad de 0.001 mm. En la Figura 2 se muestra el esquema de ensayo e instrumentación utilizado. El instrumento de medición de los desplazamientos transversales fue retirado antes de alcanzar la carga máxima, como medida de precaución para evitar la posible rotura del mismo.

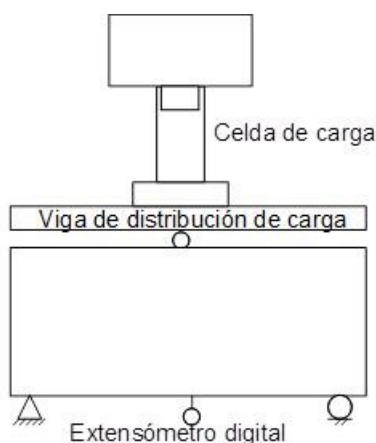


Figura 2. Esquema de ensayo e instrumentación.

2.4. Resultados experimentales

A continuación se presentan los resultados obtenidos experimentalmente. Se analizan cargas máximas, modos de falla y diagramas carga-desplazamiento axial y transversal.

Cargas últimas y modos de falla

En la Tabla 2 se presentan los valores de carga máxima (P_{max}), desplazamiento vertical (δ_v) correspondiente a dicha carga y los modos de falla de los especímenes de hormigón simple y HRFA ensayados. Si bien la mayor resistencia se obtuvo con viga con armadura convencional de estribos, los especímenes de HRFA, mostraron un incremento significativo de la carga máxima en comparación con la viga sin armadura de estribos (V1). Se observó también que a mayor volumen de fibras, mayor resistencia.

En la Tabla 3 se presentan los valores de carga máxima (P_{max}), desplazamiento vertical (δ_v) correspondiente a dicha carga y los modos de falla de los especímenes de hormigón simple y HRFH ensayados. La mayor resistencia se obtuvo para la viga con armadura convencional de estribos, uno de los especímenes de HRFH mostró un incremento de resistencia en comparación con la viga de hormigón simple sin armadura de estribos (V3).

En la Figura 3 se pueden ver los modos de falla de las vigas de hormigón simple y las vigas de HRFA. La viga V1, sin armadura de corte falló por aplastamiento del hormigón en uno de los apoyos. En el caso de la viga V2 la falla se produjo por corte o compresión de la diagonal comprimida, al igual que ocurrió con las vigas de HRFA, con excepción del espécimen VS25-2. Este último falló por aplastamiento del hormigón en el punto de aplicación de la carga. Todos los especímenes conservaron el monolitismo luego de la falla.

Tabla 2. Resultados experimentales VGA de hormigón simple y HRFA

Viga	P_{max} (kN)	Incremento de resistencia	δ_v (mm)	Modos de falla
V1	124.40	-	3.10	Falla en el apoyo
V2	222.20	78.6	3.20	Corte
VS25-1	185.00	48.7	2.15	Corte
VS25-2	171.92	38.2	2.24	Aplastamiento del hormigón
VS50-1	208.50	67.6	2.73	Corte
VS50-2	210.48	69.2	2.25	Corte

Tabla 3. Resultados experimentales VGA de hormigón simple y HRFH

Viga	P_{max} (kN)	Incremento de resistencia	δ_v (mm)	Modos de falla
V3	130	-	1.03	Compresión
V4	170	30.7	2.09	Corte
VH305-1	148	13.85	2.05	Corte
VH305-2	90	-	3.22	-



Figura 3. Modos de falla

Curvas carga-desplazamiento

En la Figura 4(a) se reproducen las curvas carga-desplazamiento axial ($P-\delta_l$) de las vigas de hormigón simple, con y sin armadura de corte, y de las vigas de HRFA. La viga V2 de hormigón simple y con armadura de corte, tuvo un incremento significativo de resistencia con respecto a V1 (78.6%), también de hormigón simple pero solo con armadura de flexión. La rigidez y la capacidad de deformación de ambas vigas fueron similares. Los especímenes de HRFA y 50 kg/m³ de fibras, alcanzaron un valor de carga última similar (210.48 kN y 208.50 kN) y muy cercano a V2 (222.20 kN). En las VGA de HRFA con un volumen de fibras de 25 kg/m³, los valores de carga última fueron menores comparados con los obtenidos por la viga V2 y los especímenes de HRFA y 50 kg/m³. Sin embargo dichos valores resultaron un 48.7% y un 38% mayores que la resistencia máxima de la viga V1. La capacidad de deformación de las VGA de HRFA fue similar a la de las vigas de hormigón simple, mientras que la rigidez, en algunos casos resultó mayor. La incorporación de fibras de acero mejoró el comportamiento en resistencia de las vigas sin armadura de corte. Al aumentar el volumen de fibras agregado al hormigón, se logró un incremento significativo de la capacidad resistente, en detrimento de la trabajabilidad de la mezcla.

En la Figura 4(b) se muestran las curvas carga-desplazamiento axial ($P-\delta_l$) de las vigas V3 y V4 de hormigón simple, y de las vigas de HRFH. La viga V4 de hormigón simple y con armadura de corte, también mostró un incremento de resistencia con respecto a V3 (30.7%). La V4 mostró menor rigidez y mayor capacidad de deformación que la V3. Los especímenes de HRFH alcanzaron valores de carga última diferentes (148 kN para VH305-1 y 90 kN para VH305-2). El espécimen VH305-1 alcanzó una carga última un 15% menor que la de V4. Sin embargo, el resultado de carga última de VH305-1 resultó ser un 13% mayor que el de V3.

3. Simulación numérica

A los fines de predecir numéricamente la carga última de VGA de HA y HRFA se simuló el ensayo de flexión de la VGA mediante un modelo tridimensional de la VGA en el que se evaluó su comportamiento mecánico. Dicho modelo fue computacionalmente implementado en un software de análisis por elementos finitos ABAQUS[®]. En la sección siguiente se describe el modelo constitutivo adoptado para el hormigón.

3.1. Modelo constitutivo del hormigón

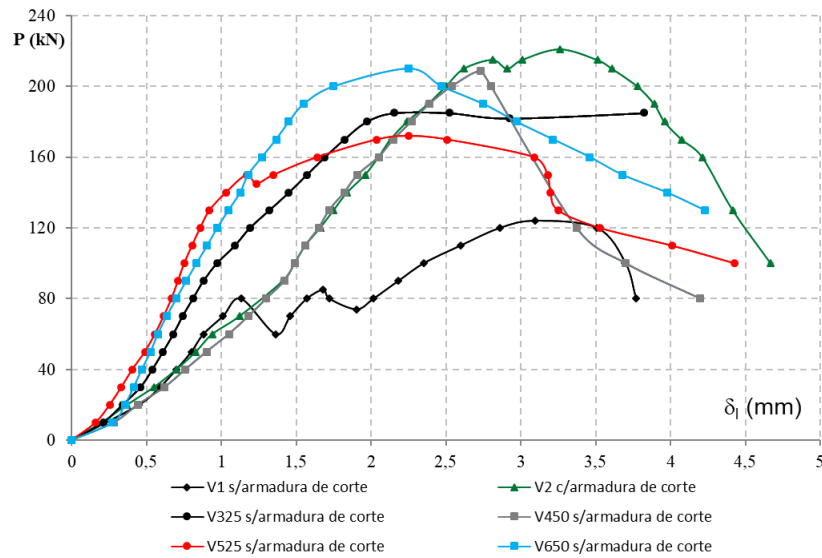
En este trabajo se adoptó el modelo Concrete Damaged Plasticity (CDP) para representar el comportamiento del hormigón. Dicho modelo supone que los principales mecanismos de falla del hormigón son fisuración por tracción y aplastamiento por compresión. Así, el modelo considera diferentes comportamientos bajo estas dos sollicitaciones. Bajo tracción uniaxial la respuesta tensión/deformación es lineal elástica hasta que se alcanza el valor de tensión de falla. Más allá de la tensión de falla la formación de micro-fisuras es representada macroscópicamente con una curva de ablandamiento tensión-deformación. Por otro lado, bajo compresión uniaxial la respuesta es lineal hasta el valor de fluencia inicial. En el régimen plástico la respuesta está típicamente caracterizada por el endurecimiento seguido por un ablandamiento de deformaciones mas allá de la tensión última. Las Figuras 5(a) y 5(b) muestran respectivamente la respuesta típica del hormigón bajo tracción y compresión uniaxiales de acuerdo al modelo CDP.

Esta representación captura las principales características de la respuesta mecánica del hormigón. Los parámetros de plasticidad adoptados están detallados en la Tabla 4.

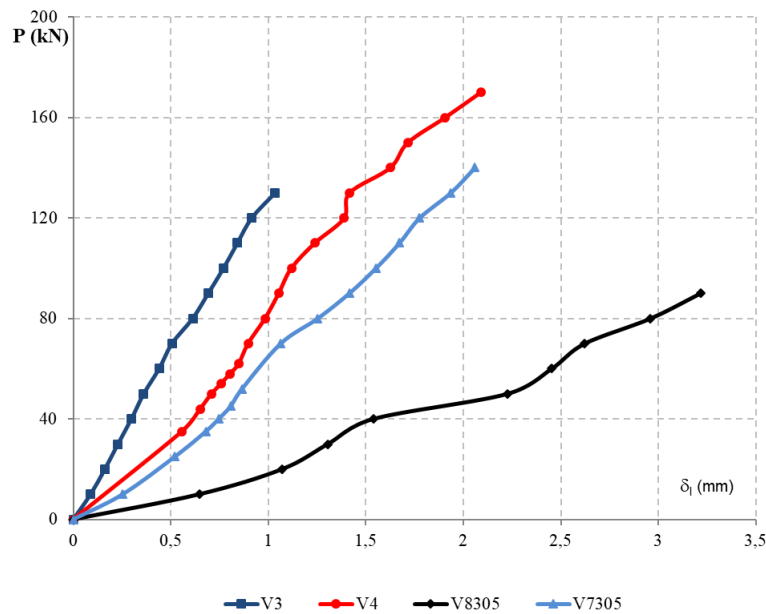
Tabla 4. Parámetros plasticidad modelo CDP

Parámetro	Ángulo de dilatación	Viscosidad	Excentricidad	σ_{co}/σ_{bo}	Kc
Valor	36.31°	0	0.1	1.16	0.67

En donde, σ_{co}/σ_{bo} es la relación entre la tensión de fluencia a compresión equibiaxial y la tensión



(a) Vigas de hormigón simple y HRFA



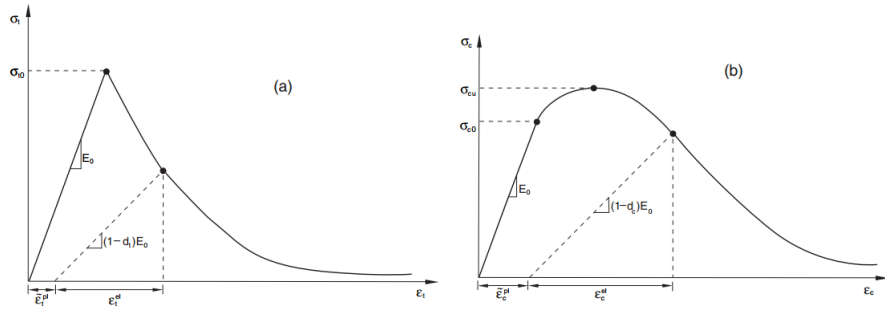
(b) Vigas de hormigón simple y HRFH

Figura 4. Curvas carga-desplazamiento ($P-\delta_l$)

de fluencia a compresión uniaxial.

Comportamiento uniaxial a compresión y tracción

Para representar el comportamiento uniaxial a compresión del hormigón simple, se define su comportamiento pre y post pico de tensión, usando el modelo para hormigón no confinado del código modelo CEB-FIB 2010[10]. El comportamiento a compresión uniaxial en el modelo CDP de ABAQUS[®] debe ser definido a través de la relación tensión versus deformación inelástica. Dicha relación es esquematizada en la Figura 6 y descrita según el código modelo CEB-FIB 2010 [10] a través de la ecuación 1,



(a) respuesta típica del hormigón a tracción uniaxial (b) respuesta típica del hormigón a compresión uniaxial

Figura 5. Respuesta típica del hormigón a esfuerzo uniaxial

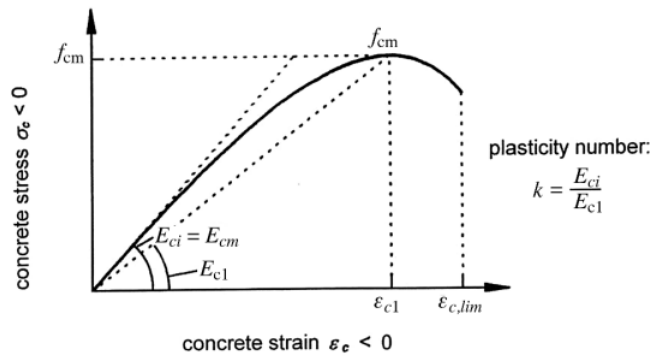


Figura 6. Representación según código modelo CEB-FIB 2010 de la relación tensión-deformación para compresión uniaxial.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = -\frac{k \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \eta} \tag{1}$$

Siendo $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$, $k = E_{ci} / E_{c1}$, ϵ_{c1} es la deformación correspondiente a la tensión máxima de compresión uniaxial, E_{c1} es el módulo secante desde el origen hasta el pico de tensión de compresión y k es el número de plasticidad (de acuerdo a CEB-FIB 2010 [10]). Esta formulación es válida para valores de deformación menores a $\epsilon_{c,lim}$. El resto de la parte descendente de la rama puede ser aproximado mediante una línea recta siguiendo el esquema que se representa en la Figura 7, donde se aprecia que la recta tiene su punto final en la tensión 0.2σ a la que le corresponde una deformación de n veces $\epsilon_{c,lim}$. Se adoptó un valor de n igual a 2.5 (de acuerdo a CEB-FIB 2010 [10]). La relación tensión-deformación inelástica del

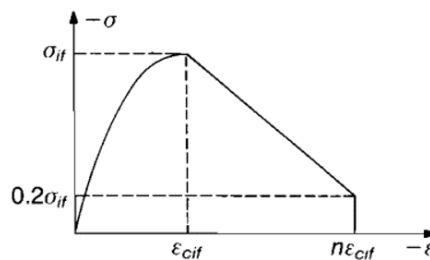


Figura 7. Esquema rama descendente comportamiento a compresión del hormigón simple.

comportamiento a compresión uniaxial utilizado en el modelo de elementos finitos se da en la Figura 8. El comportamiento a tracción del hormigón hasta la tensión de tracción máxima se supone elástico lineal.

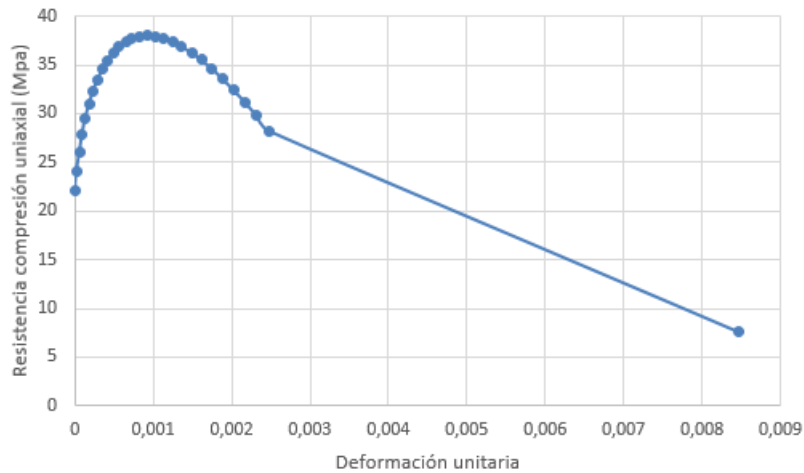


Figura 8. Curvas tensión-deformación a compresión utilizadas en modelo CDP para hormigón simple

El pico de tensión a tracción f_{ctm} se calculó, usando la ecuación 2 de acuerdo al CEB-FIB 2010[10].

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}. \quad (2)$$

En donde, f_{ck} la resistencia característica en MPa. Para definir el comportamiento de ablandamiento se utilizó un gráfico de tensión-apertura de fisura ($f_{ct} - w$). Este concepto de fractura frágil es definido como la energía de fractura (G_f) requerida para abrir una fisura de una unidad de área. El código modelo CEB-FIB 2010 [10] establece que en ausencia de datos experimentales, G_f , en MPa puede calcularse, para hormigón de peso normal de la siguiente manera;

$$\begin{aligned} G_f &= 0.0073 \cdot (f_{cm})^{0.18}, \\ f_{cm} &= f_{ck} + \Delta f. \end{aligned} \quad (3)$$

Siendo f_{cm} la resistencia media a compresión en MPa, Δf es un valor constante que se puede tomar como 8 MPa.

Como no se tienen datos experimentales para G_f , se utilizó la ecuación anterior para calcular la energía de fractura. EL código modelo CEB-FIB 2010 [10], propone una aproximación bilineal para la relación tensión-apertura de fisura post-pico, de acuerdo a la Figura 9 y a las siguientes formulaciones:

$$\begin{aligned} \sigma_{ct} &= f_{ctm} \cdot \left(1.0 - 0.8 \frac{w}{w_1}\right) \quad \text{para } w \leq w_1, \\ \sigma_{ct} &= f_{ctm} \cdot \left(0.25 - 0.05 \frac{w}{w_1}\right) \quad \text{para } w_1 < w \leq w_c. \end{aligned} \quad (4)$$

Donde w es la apertura de fisura en mm, $w_1 = G_f / f_{ctm}$ en mm donde $\sigma_{ct} = 0.20 f_{ctm}$, G_f es la energía de fractura en N / mm y f_{ctm} es la tensión en MPa.

En la Figura 10 se muestra la curva tensión-apertura de fisura utilizada en el modelo de elementos finitos.

Para el caso del comportamiento del HRFA, se adoptaron curvas de tensión-deformación para definir su comportamiento a compresión y tracción. Con respecto al comportamiento a compresión, se utilizó un modelo propuesto por Barros y Figueiras [11]. Las relaciones tensión-deformación están dadas por las siguientes expresiones:

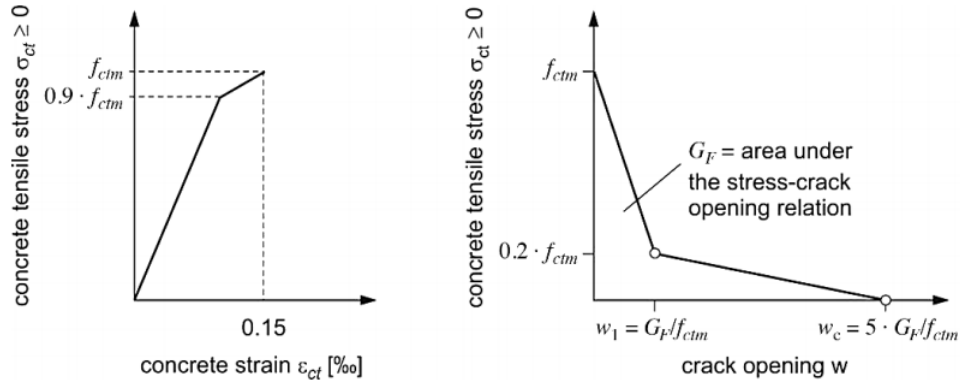


Figura 9. Representación de la relación tensión-deformación y tensión-apertura de fisura para tracción uniaxial del hormigón simple según CEB-FIB 2010.

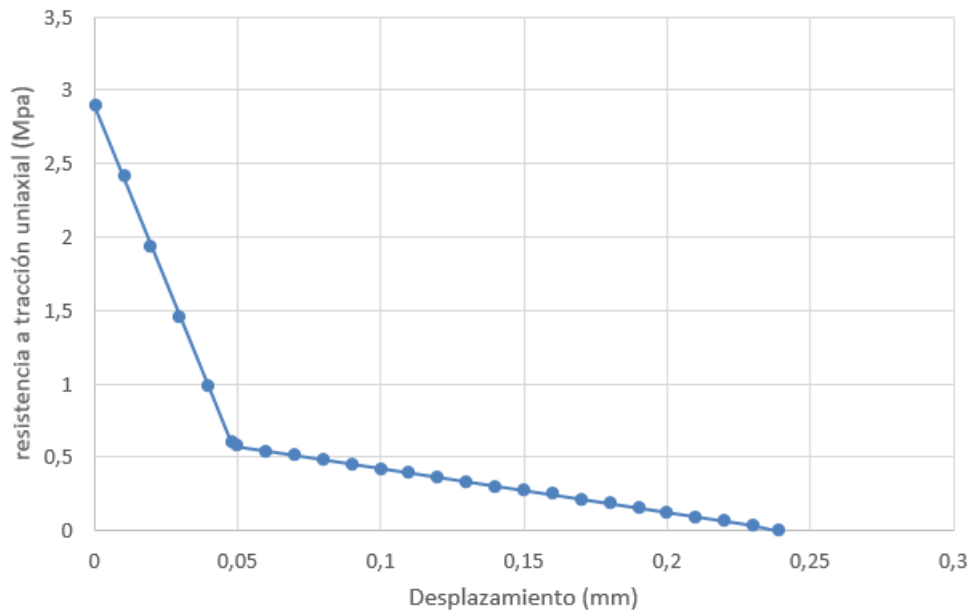


Figura 10. Curva tensión-apertura de fisura utilizada en el modelo CDP para hormigón simple.

$$\sigma = f_{cf} \frac{\frac{\epsilon}{\epsilon_{pf}}}{(1 - p - q) + q\left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{pf}}\right) + p\left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{pf}}\right)^{\frac{1-q}{p}}} \quad (5)$$

siendo

$$q = 1 - p - \frac{E_{pf}}{E_c}, \quad p + q \in [0, 1] \text{ y } \frac{1 - q}{p} > 0, \quad (6)$$

$$E_{pf} = \frac{f_{cf}}{\epsilon_{pf}} \text{ y } E_c = 0.043 \cdot 2400^{1.5} \sqrt{f_c}. \quad (\text{CIRSOC201}) \quad (7)$$

En donde ϵ_{pf} es la deformación correspondiente al pico de tensión para HRFA, f_c es la resistencia característica a compresión de la mezcla. Para fibras con extremos en gancho con dimensiones de: longitud: 60mm, diámetro: 0.8mm, esbeltez 75, se tiene:

$$\epsilon_{pf} = \epsilon_{co} + 0.00026 W_f, \quad p = 1 - 0.722 e^{-0.144 W_f}. \quad (8)$$

Siendo ϵ_{co} la deformación para la tensión máxima del hormigón sin fibras ($\epsilon_{co} = 0.0021$ para la clase de resistencia del hormigón usado, de acuerdo a FIB Model CODE 2010 [10]) y W_f es el porcentaje de fibras en la mezcla. La Figura 11 muestra la curva tensión-deformación adoptada en el modelo CDP.

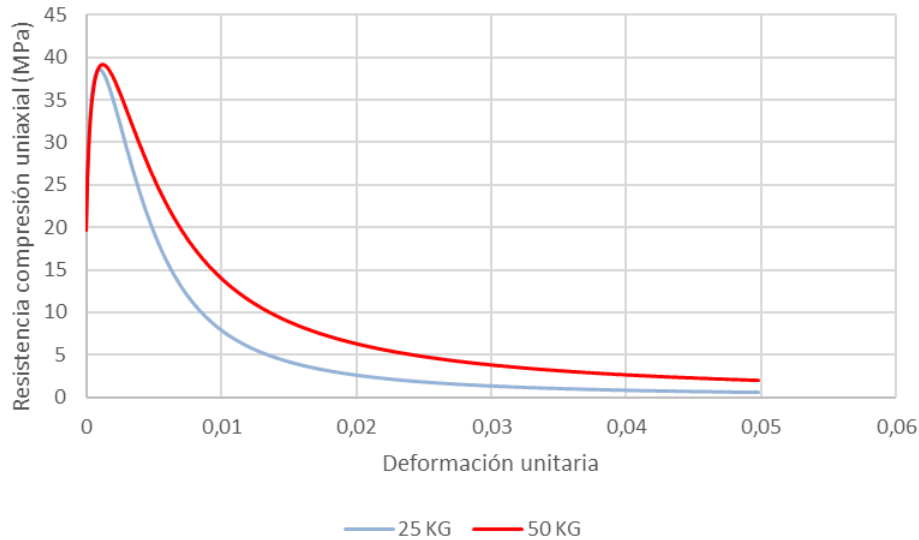


Figura 11. Curvas tensión-deformación a compresión usadas en el modelo CDP para HRFA

Para modelar el comportamiento a tracción se adoptó una metodología desarrollada por Amin et al. [12]. Estos autores proponen una derivación de las relaciones tensión-deformación por medio de un método indirecto recurriendo a una prueba de flexión ejecutada en vigas prismáticas. De acuerdo a esta metodología, los autores argumentan que la resistencia del compuesto en función de la apertura de fisura (w) tiene dos componentes:

$$\sigma(w) = \sigma_c(w) + \sigma_f(w). \quad (9)$$

Siendo $\sigma_c(w)$ la contribución de la matriz de hormigón, mientras que $\sigma_f(w)$ es la componente que pertenece a las fibras.

Para hormigón simple, la resistencia a tracción puede considerarse como Voo and Fooster[13],[14], Lee and Foster[15]:

$$\sigma_c(w) = c_1 \cdot f_{ct} e^{-c_2 w}. \quad (10)$$

En donde c_1 es el coeficiente que toma en cuenta los efectos positivos de las fibras en la resistencia máxima de la matriz, y c_2 es un factor que controla la forma de la parte descendente de la curva $\sigma - w$ lo que está influenciado por la dosificación de fibras y la composición de la matriz cementicia. Voo and Foster [13][14][16] adoptan el valor de c_1 igual a uno y para c_2 Ng et al.[17] el valor dado por la ecuación:

$$c_2 = \frac{20}{1 + 100V_f}. \quad (11)$$

Siendo V_f es el volumen de fibras de la mezcla. La resistencia a tracción puede ser estimada desde la resistencia a compresión por la fórmula: $f_{ct} = 0.6\sqrt{f_c}$ (Voo and Foster [16]).

Para tener en cuenta la contribución de las fibras, Voo and Foster [16] usan un concepto que llaman longitud de acomplamiento de la fibra, por el cual se infiere que en un material compuesto que contiene fibras orientadas aleatoriamente, existe un ángulo crítico en el que las fibras se activan. Considerando este concepto y otros relacionados con la dosis de fibras que probabilísticamente atraviesan un plano de fisura, junto con la geometría de los mismos, se llega a lo siguiente:

$$\sigma_f(w) = \frac{1}{\pi} \arctan\left(\frac{w}{\alpha}\right) \left(1 - 2\frac{2w}{l_f}\right)^2 \frac{l_f}{d_f} V_f \tau_b. \quad (12)$$

Donde, α corresponde al ancho de la fibra, el cual para fibras con extremos en gancho está dada por: $\alpha = d_f / 3.5$ Voo and Foster [16]. Finalmente, τ_b es la tensión principal de corte entre las fibras y la matriz y puede ser tomado como $0.8\sqrt{f_c}$ según Gouveia et al. [18]. En base a éstas formulaciones y los datos obtenidos experimentalmente, se obtienen las curvas tensión-deformación utilizadas en el modelo numérico. Dichas curvas se muestran en la Figura 12.

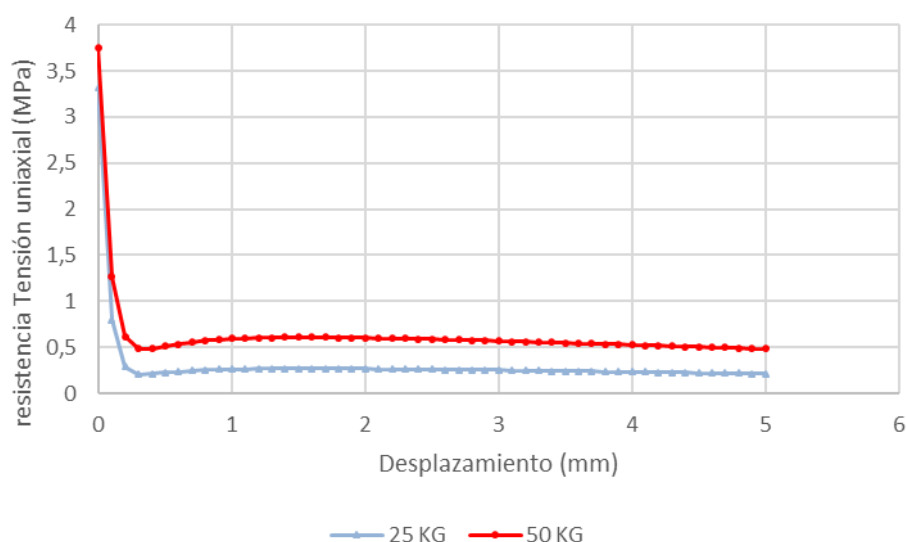


Figura 12. Curvas tensión-deformación a tracción usadas en modelo CDP para HRFA

3.2. Modelo elementos finitos del ensayo a flexión VGA

El modelo de ensayo a flexión consiste en una placa de carga de acero superior, dos placas de apoyo inferiores de acero y la VGA. Teniendo en cuenta la concentración de tensiones en el soporte y punto de carga, se adhirieron al modelo de elementos finitos placas de acero. La carga es aplicada como un desplazamiento vertical controlado en la placa superior. Los soportes son considerados como fijo y móvil respectivamente, como en el ensayo, la VGA se encuentra simplemente apoyada. La interacción entre la VGA, la placa de carga y los apoyos se modeló como "standard general contact".

Para el mallado, el tipo de elemento usado en el modelo de elementos finitos para el hormigón y placas de acero es 8-nodos linear bricks (C3D8R). Además, para las barras de refuerzo de acero se utilizaron elementos de 2 nodos lineales 3-D truss (T3D2). La armadura de acero se considera totalmente embebida en el hormigón teniendo en cuenta la interacción entre estos dos materiales. En la Figura 13 se muestra un esquema de la malla de elementos finitos utilizada. La densidad del hormigón y del acero también fueron definidas ya que el problema se resolvió a través de un análisis dinámico (cuasistático). Se aplicó la carga en un período de 600 segundos. Además, se adoptó un número máximo de 400 incrementos y un tamaño mínimo de incremento de 0.003.

En la Tabla 5 se muestran los valores de carga máxima obtenidos para las distintos especímenes simulados, conjuntamente con los valores experimentales promedio y el error relativo a los efectos de validación del modelo. Se observa que los resultados numéricos aproximan razonablemente los valores de P_{max} obtenidos experimentalmente.

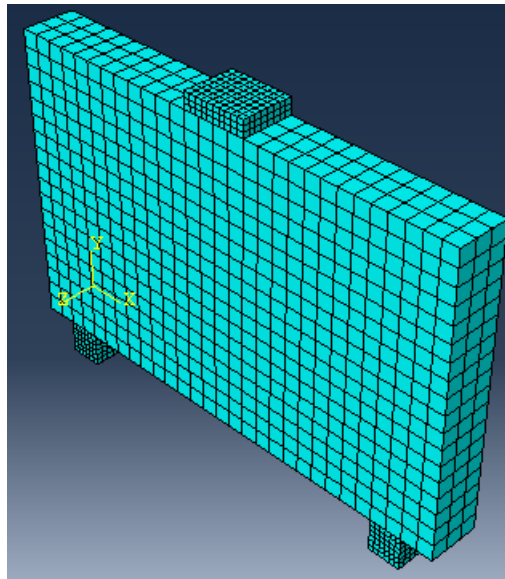


Figura 13. Malla elementos finitos

Tabla 5. Valores de carga última (P_{max}) experimentales y numéricos

Viga	P_{max} Experimental media(kN)	P_{max} Numérica (kN)	Error Relativo (%)
V1	124	151.1	18
V2	222	214.4	3.5
VS25-1 y VS25-2	178.46	198	11
VS50-1 y VS50-2	209.49	212.7	1.6

En las Figuras 14 y 15 se muestra el daño en términos de deformación plástica equivalente (PEEQ), de los especímenes ensayados experimentalmente y de los numéricos de las vigas V2 y VS50-1.

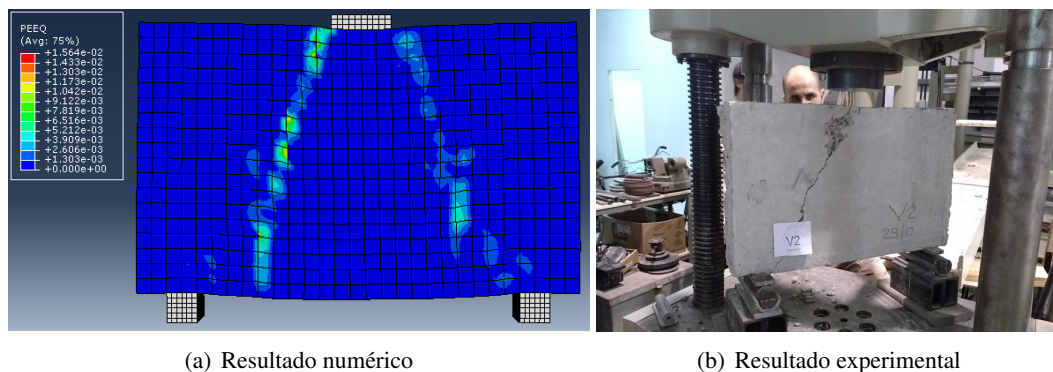


Figura 14. Modo de falla de viga con armadura de corte (V2)

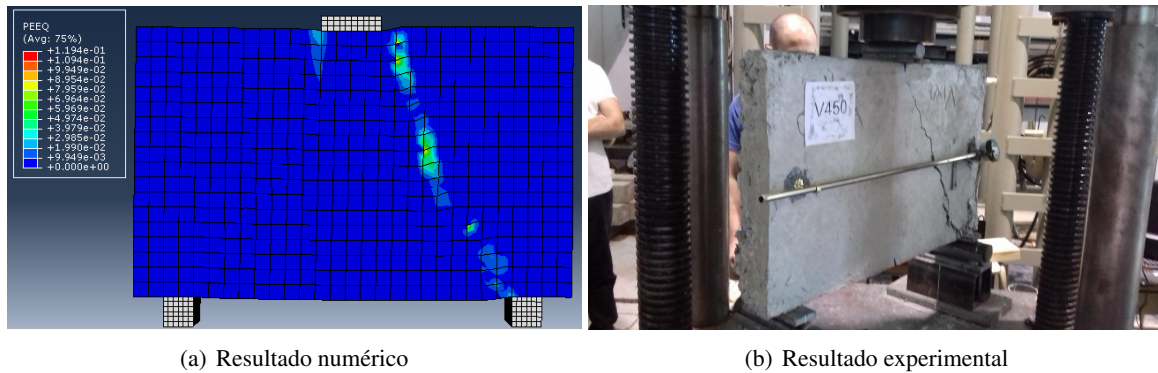


Figura 15. Modo de falla de viga con 50 kg / m^3 de fibras de acero

4. Conclusiones

Se presentó un estudio experimental y numérico de la capacidad resistente de VGA de HA, HRFA y HRFH, así como también resultados de la simulación numérica de los ensayos de las vigas de HRFA. Si bien el número de ensayos realizados es escaso, del análisis y la comparación de dichos resultados se puede decir lo siguiente:

- De acuerdo al estudio experimental, las VGA de HRFA tuvieron un comportamiento satisfactorio, en cuanto a ductilidad y resistencia, en comparación con el espécimen de hormigón armado con armadura de estribos convencional.
- Dependiendo del volumen de fibras de acero incorporado al hormigón, alcanzaron valores de carga máxima entre 38 % y 69 % mayores al valor obtenido para el caso de la VGA sin armadura de estribos (V1).
- A mayor volumen de fibras, mayor capacidad resistente, en detrimento de la trabajabilidad de la mezcla.
- Todas las vigas de HRFA tuvieron un tipo de falla dúctil, conservando el monolismo luego de la falla.
- El análisis de elementos finitos no lineal pudo predecir razonablemente el valor de carga máxima de todas las VGA de HRFA, con diferencias de entre el 1.6 % y el 18 %.

Se debe destacar que es necesario mejorar el modelo numérico a fin de que permita describir el comportamiento post-pico. Para ello, actualmente se está estudiando un modelo no homogéneo que considera el hormigón por un lado y las fibras por otro. También se está desarrollando una campaña experimental que permita validar los resultados numéricos que se obtengan.

Referencias

- [1] Ahmad, S., Shah, A., Zaman, N., & Salimullah, K., 2011. Design and evaluation of the shear strength of deep beams by strut and tie model (stm). *Transactions of Civil and Environmental Engineering*, vol. 35, pp. 1–13.
- [2] Caggiano, A., Gambarelli, S., Martinelli, E., Nisticò, N., & Pepe, M., 2016. Experimental characterization of the post-cracking response in hybrid steel/polypropylene fiber-reinforced concrete. *Construction and Building Materials*.
- [3] Smarzewski, P., 2018. Analysis of failure mechanics in hybrid fibre-reinforced high-performance concrete deep beams with and without openings. *Materials*.
- [4] Naik, U. & Kute, S., 2017. Use of steel fibers as shear reinforcement for deep beams in shear- an experimental study. *International Journal of Engineering Science and Computing*, pp. 13748–13750.

- [5] Sahoo, D., Flores, C., & Chao, S., 2012. Behavior of steel fiber-reinforced concrete deep beams with large opening. *ACI Struct. J.*, vol. 109, pp. 193–204.
- [6] Moradi, M. and Reza Esfahani, M., 2017. Application of the strut-and-tie method for steel fiber reinforced concrete deep beams. *Construction and Building Materials*, vol. 131, pp. 423–437.
- [7] CIRSOC, 2005. Reglamento argentino de estructuras de hormigón.
- [8] ACI, 2014. Requisitos de reglamento para concreto estructural.
- [9] Orlor, R. & Donini, H., 2008. *DISEÑO BÁSICO DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL (Según CIRSOC 201/05)*. Editorial Científica Universitaria.
- [10] CEB-FIB, 2010. The fib model code for concrete structures.
- [11] J., B. & J., F., 1999. Flexural behavior of sfrc: Testing and modeling. *Journal of Materials in Civil Engineering*, pp. 331–339.
- [12] Amin A., F. S. & A., M., 2015. Derivation of the $\sigma - w$ relationship for sfrc from prism bending tests. *Structural Concrete*.
- [13] J.Y., V. & S., F., 2004. Tensile fracture of fibre reinforced concrete variable engagement model. *In 6th Rilem Symposium on Fibre-reinforced Concrete (FRC)*, pp. 875–884.
- [14] J.Y., V. & S., F., 2009. Reactive powder concrete: analysis and design of rpc girders. *Lambert Academic Publishing*.
- [15] G., L. & S., F., 2008. Modelling of shear-fracture of fibre reinforced concrete. *In Int. fib Symposium, CRC Press*, pp. 493–499.
- [16] J.Y., V. & S., F., 2003. Variable engagement model for fibre-reinforced concrete in tension. *School of Civil & Environmental Engineering*.
- [17] T., N., T., H., & S., F., 2012. Fracture of steel fibre-reinforced concrete - the unified variable engagement model. *School of Civil & Environmental Engineering, The University of New South Wales*.
- [18] N., G., N., F., Faria D., R. A., & V., L., 2014. Sfrc flat slabs punching behaviour – experimental research. *Composites: Part B*, vol. 63, pp. 161–171.

Agradecimientos

Los autores del presente trabajo agradecen a la Universidad Tecnológica Nacional por el apoyo económico brindado, al Laboratorio de Ingeniería Civil de la Facultad Regional Concepción del Uruguay y en particular al Ingeniero Ricardo Gómez.