



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

MODELAMIENTO DE VIGAS DE HORMIGÓN CON FIBRAS DE ACERO

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TITO ANDREAS GALLEGUILLOS CARO

**PROFESOR GUÍA:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FERNANDO YÁÑEZ URIBE
MAXIMILIANO ASTROZA INOSTROZA**

**SANTIAGO DE CHILE
ENERO 2010**

RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: TITO GALLEGUILLOS C.
FECHA: 06/04/2010
PROF. GUÍA: Sr. LEONARDO MASSONE S.

“MODELAMIENTO DE VIGAS DE HORMIGÓN CON FIBRAS DE ACERO”

Este trabajo valida un modelo de interacción flexión–corte en vigas de hormigón armado con adición de fibras de acero. Estas fibras son incorporadas en la mezcla del hormigón, y su principal ventaja radica en un incremento en la ductilidad de los elementos, lo cual contribuye a disminuir los refuerzos tradicionales de barras de acero (longitudinales y estribos).

La interacción entre flexión y corte se analizó mediante el uso de elementos tipo panel de hormigón armado en la modelación, es decir, elementos con comportamiento biaxial, mientras que el efecto de las fibras fue incluido en el análisis a través de las leyes constitutivas del material (curvas tensión–deformación). De esta manera, se caracterizó el comportamiento de los materiales a utilizar, adaptando modelos de hormigón tradicional a modelos de hormigón con fibras. Definidas las leyes constitutivas de los materiales, éstas fueron incorporadas al modelo en estudio, obteniéndose respuestas analíticas para ser comparadas con resultados experimentales de ensayos realizados en la Universidad de Oklahoma, con el fin de verificar el modelo de interacción y el efecto de las fibras de acero en las vigas.

Dos hipótesis fundamentales se utilizaron en el modelo: (i) resultante nula de las tensiones transversales e (ii) imposición de un perfil de deformaciones transversales que fue calibrado para muros cortos. En general, el modelo de tensiones nulas resultó en buenas predicciones de capacidad y deformación en vigas más esbeltas, mientras que la imposición de deformaciones transversales resultó mejor en el caso de la viga más corta con falla de corte. Al acotar las deformaciones unitarias al momento de fluencia del refuerzo de flexión, este último modelo mejoró su respuesta en términos de ductilidad para todas la vigas.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	9
1.1. Motivación	9
1.2. Objetivos	14
1.3. Metodología.....	14
1.4. Alcances por capítulo	15
CAPÍTULO 2: COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL.....	17
2.1. Comportamiento en compresión	18
2.2. Hormigón con fibras confinado.....	26
2.2.1. Tensión peak de compresión	26
2.2.2. Deformación al peak de compresión.....	28
2.3. Comportamiento en tracción	31
2.3.1. Obtención experimental de la tensión máxima de tracción	34
2.3.2. Ajuste del parámetro β de la curva de Belarbi & Hsu (1994)	36
2.4. Acero de refuerzo longitudinal y transversal.....	41
CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE INTERACCIÓN.....	47
3.1. Modelación.....	47
3.1.1. Modelo de flexión.....	47
3.1.2. Modelo de interacción.....	48
3.1.2.1. Influencia de las fibras en la cuantía de refuerzo transversal	55
3.2. Análisis de sensibilidad y calibraciones.....	56
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN	60
4.1. Descripción de los ensayos.....	60
4.2. Resultados experimentales	63
4.3. Comparación con resultados analíticos.....	66
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN–CORTE.....	74
5.1. Descripción de los ensayos.....	74
5.2. Resultados experimentales	76
5.2.1. Deformaciones transversales observadas	76
5.2.2. Curvas carga–desplazamiento.....	79
5.3. Comparación con resultados analíticos.....	80

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES	86
REFERENCIAS.....	89
ANEXO A.....	91
ANEXO B	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Ejemplo de tipos de fibra.....	9
Figura 1.2: Comparación de modelos realizada por Kani (1979), adaptada de Collins & Mitchell (1991).....	12
Figura 2.1: Tipo de fibras utilizado	17
Figura 2.2: Curva de compresión hormigón armado, Collins & Porasz (1989).....	18
Figura 2.3: Curva de compresión SFRC, Barros & Figueiras (1999).....	19
Figura 2.4: Curva k vs V_f para $f_c' = 32$ MPa.....	22
Figura 2.5: Curva n vs V_f para $f_c' = 32$ MPa.....	22
Figura 2.6: Curva k vs V_f para $f_c' = 64$ MPa.....	23
Figura 2.7: Curva n vs V_f para $f_c' = 64$ MPa.....	23
Figura 2.8: Ejemplo curva SFRC, $f_c' = 32$ MPa, $V_f = 0.2\%$, $E = 2.01$ MPa.....	25
Figura 2.9: Esquema curva de compresión confinada.	26
Figura 2.10: Ejemplo curva de SFRC confinado, $f_c' = 32$ MPa, $E_{\phi 10@100}$	30
Figura 2.11: Curva de tracción de Belarbi & Hsu (1994).	31
Figura 2.12: Modelo de tracción RILEM TC-162 TDF (Barros, 2005).	32
Figura 2.13: Factor de forma de acuerdo al RILEM TC-162 TDF (Barros, 2005).....	33
Figura 2.14: Distribución de tensiones, Dwarakanath (1991).	35
Figura 2.15: Curvas tensión–deformación, Abrishami & Mitchell (1997).	38
Figura 2.16: Curvas tensión–deformación, Bischoff (2003).....	38
Figura 2.17: Tensión residual versus cuantía de fibras.	39
Figura 2.18: Distribución de tensiones entre fisuras, Belarbi & Hsu (1994).....	39
Figura 2.19: Ejemplo curva SFRC, $f_{ff} = 4.06$ MPa, $V_f = 0.5\%$, $f_{RE} = 0.48$ MPa, $\beta = 0.46$	40
Figura 2.20: Ley constitutiva del acero (rama monotónica).....	42
Figura 2.21: Curvas de acero en compresión para distintos valores de (Cosenza & Prota, 2006).....	43
Figura 2.22: Ley constitutiva acero en compresión.	45
Figura 2.23: Análisis de sensibilidad de degradación del acero en compresión.....	46
Figura 3.1: Simetría del problema.	47
Figura 3.2: Discretización de las vigas.	48
Figura 3.3: Elemento de interacción.....	49
Figura 3.4: Determinación del estado tensional de los elementos (Massone, 2010).....	50
Figura 3.5: Similitud entre zona de corte en viga y muro cantilever.	51
Figura 3.6: Perfiles de deformación transversal en muros cantilever (Massone, 2010). 52	

Figura 3.7: Longitud de corte en vigas.	53
Figura 3.8: Forma de los perfiles de deformación transversal utilizados.....	54
Figura 3.9: Orientación de las fibras dentro del hormigón (Dupont & Vandewalle, 2005).	56
Figura 3.10: Sensibilidad hormigón en tracción.....	57
Figura 3.11: Sensibilidad acero en tracción.....	58
Figura 3.12: Sensibilidad discretización	59
Figura 4.1: Detalle de las vigas ensayadas.....	60
Figura 4.2: Curvas carga vs. desplazamiento, serie HC- ϕ 16.....	63
Figura 4.3: Curvas carga vs. desplazamiento, serie HC- ϕ 19.....	64
Figura 4.4: Curvas carga vs. desplazamiento, serie NC- ϕ 13.....	64
Figura 4.5: Curvas carga vs. desplazamiento, serie NC- ϕ 16.....	65
Figura 4.6: Comparación curva experimental vs. modelo de flexión, series HC- ϕ 16.....	66
Figura 4.7: Comparación curva experimental vs. modelo de flexión, series HC- ϕ 19.....	67
Figura 4.8: Comparación curva experimental vs. modelo de flexión, series NC- ϕ 13.....	67
Figura 4.9: Comparación curva experimental vs. modelo de flexión, series NC- ϕ 16.....	68
Figura 4.10: Comparación entre modelos, series NC- ϕ 16.....	70
Figura 4.11: Comparación entre hipótesis del modelo de interacción, tensión transversal nula y deformaciones transversales analíticas.	71
Figura 4.12: Comparación entre hipótesis del modelo de interacción, tensión transversal nula y deformaciones transversales analíticas limitadas.	72
Figura 4.13: Esquema de daños, viga NC-000- ϕ 13.....	73
Figura 5.1: Configuración de los ensayos de corte.	74
Figura 5.2: Deformaciones transversales en el apoyo hasta el peak de capacidad.	77
Figura 5.3: Deformaciones transversales analíticas y experimentales (zona del apoyo, viga FNB-50-3).....	78
Figura 5.4: Curvas carga–desplazamiento experimentales.....	79
Figura 5.5: Comparación de resultados, viga NB-0-1.....	80
Figura 5.6: Comparación de resultados, viga FNB-50-1.	81
Figura 5.7: Comparación de resultados, viga FNB-50-3.	81
Figura 5.8: Daños observados, viga NB-0-1.....	83
Figura 5.9: Daños observados, viga FNB-50-1.	84
Figura 5.10: Daños observados, viga FNB-50-3.	84
Figura 5.11: Comparación entre hipótesis del modelo de interacción.	85
Figura A.1: Comparación entre modelos, serie NC- ϕ 16.	91
Figura A.2: Comparación entre modelos, serie HC- ϕ 19.	91

Figura A.3: Comparación entre modelos, serie NC- ϕ 13.92

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1.1: Propiedades del hormigón fresco.	61
Tabla 4.1.2: Propiedades del hormigón endurecido.	61
Tabla 4.1.3: Resumen de propiedades de las vigas ensayadas.	62
Tabla 5.1.1: Propiedades de las vigas.....	75
Tabla 5.1.2: Propiedades de las barras.....	76
Tabla B.1: Parámetros vigas de flexión.....	94
Tabla B.2: Parámetros vigas de corte.	95

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Las constantes innovaciones en ciencias de los materiales han llevado a descubrir y crear materiales con propiedades cada vez mejores, de acuerdo a las necesidades del ser humano en su desarrollo. En este ámbito, no sólo se descubren y crean nuevos, sino que también se hacen modificaciones de materiales ya conocidos, mejorando sus propiedades para obtener el resultado deseado. Un compuesto muy utilizado en estructuras es el hormigón armado (RC), el cual puede mejorar sus propiedades mecánicas por medio de la adición de fibras, ya sean poliméricas, de vidrio, de acero u otros. En particular, el hormigón armado reforzado con fibras de acero (SFRC) presenta algunas ventajas en términos de comportamiento mecánico con respecto al RC tradicional.

Las fibras de acero corresponden a pequeños elementos uniaxiales, que pueden tener distintas formas y tamaños, los cuales se distribuyen de manera aleatoria dentro de la matriz de hormigón. Cuando el hormigón comienza a fisurarse, las fibras que atraviesan la grieta son capaces de tomar el esfuerzo que el hormigón no puede, evitando la propagación de fisuras, logrando que éstas se distribuyan de una forma más uniforme en el elemento.

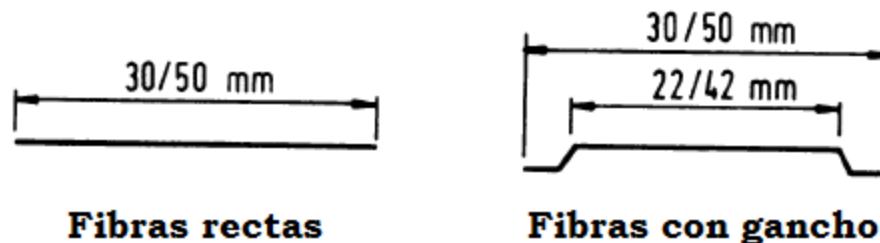


Figura 1.1: Ejemplo de tipos de fibra.

La motivación de este trabajo radica en ampliar la comprensión del comportamiento de elementos estructurales de este material compuesto, que con

propiedades similares a las del RC tradicional, presenta ventajas en términos de capacidad y ductilidad.

Existen estudios previos que contienen antecedentes sobre el estudio de elementos en flexión o corte, pero en general no consideran la interacción entre ambos esfuerzos, por lo que resulta importante contar con un modelo que la incorpore. La idea consiste en utilizar un modelo basado en fibras que incorpora la respuesta de panel del hormigón armado (actualmente implementado en OpenSees) y que ha sido utilizado para predecir la respuesta de muros esencialmente cortos de RC tradicional.

La interacción entre flexión y corte depende de la geometría de los elementos. En el caso de vigas con carga en 4 puntos (dos apoyos y dos cargas simétricas) se puede definir la relación de aspecto de corte (“shear span ratio”) a/d en que a corresponde a la distancia desde un apoyo a la carga más cercana a éste y d a la altura efectiva de la viga. Para un valor fijo de d , mientras menor sea el valor de a , menor será la influencia de la flexión, y por lo tanto el esfuerzo de corte dominará el comportamiento del elemento. Esto debido a que para una carga aplicada conocida (constante), el aumento del valor de a generará un aumento del momento haciendo más proclive a la viga a fallar por flexión. En el caso de vigas menos esbeltas el efecto es el opuesto. Esto quiere decir, que para relaciones de aspecto de corte bajas, el comportamiento de las vigas comienza a ser dominado por corte, mientras que para relaciones altas, la flexión es la que controla.

En general, los códigos de diseño se basan en un análisis seccional para diseñar a flexión, y expresiones semi-empíricas para diseñar al corte, tratando los efectos de ambos esfuerzos en forma independiente. En el caso de elementos con respuesta predominante en flexión, la hipótesis de Bernoulli, donde secciones planas permanecen planas luego de la aplicación de carga ha demostrado ser una buena herramienta para determinar la respuesta y en particular la capacidad de elementos. En el caso de corte, sin embargo, esta realidad es diferente. Aunque varios modelos constitutivos se han utilizado para caracterizar la respuesta de paneles de RC (ej. Vecchio & Collins, 1986), su aplicación se ha centrado en modelos numéricos de elementos finitos. Algunas

aplicaciones que han tendido a determinar la capacidad al corte de elementos han tratado de diferenciar entre la respuesta de elementos donde existan o no cargas puntuales o apoyos que puedan generar acciones de compresión que modifican el flujo de tensiones en el elementos. Es así, como Collins et al. (1996) plantean un modelo de capacidad de corte para elementos no influidos por estas acciones, donde basado en un modelo constitutivo de panel de RC y supuestos como distribución uniforme de tensiones de corte en la sección transversal y tensión normal ortogonal al eje del elemento nula producto de acciones externas o reacciones, las expresiones de corte tienen una forma similar a las incluidas en el Código ACI 318. Sin embargo, tal modelo no lo consideran válido para elementos menos esbeltos donde la acción de cargas externas o reacciones pueda tener un impacto mayor, delegando esta capacidad en modelos como el puntal-tensor.

De acuerdo al comité ASCE-ACI 445 de corte y torsión (1998), Ritter (1899) postuló que una vez que una viga se fisura por corte, ésta puede modelarse como un enrejado con diagonales de compresión inclinadas en 45° con respecto al eje longitudinal (analogía de enrejado). Kani (1979) estudió la capacidad al corte de vigas experimentalmente, comparándolas con predicciones de modelos de análisis seccional y de puntal-tensor (Collins & Mitchell, 1991). Para una relación de aspecto a/d menor a 2.5, la capacidad queda controlada por la acción del modelo puntal-tensor, mientras que para valores más grandes el comportamiento queda mejor caracterizado por modelos seccionales. En ambos casos la resistencia queda controlada por corte, dada la alta cuantía de refuerzo longitudinal utilizado. La figura 1.2 ilustra lo explicado anteriormente.

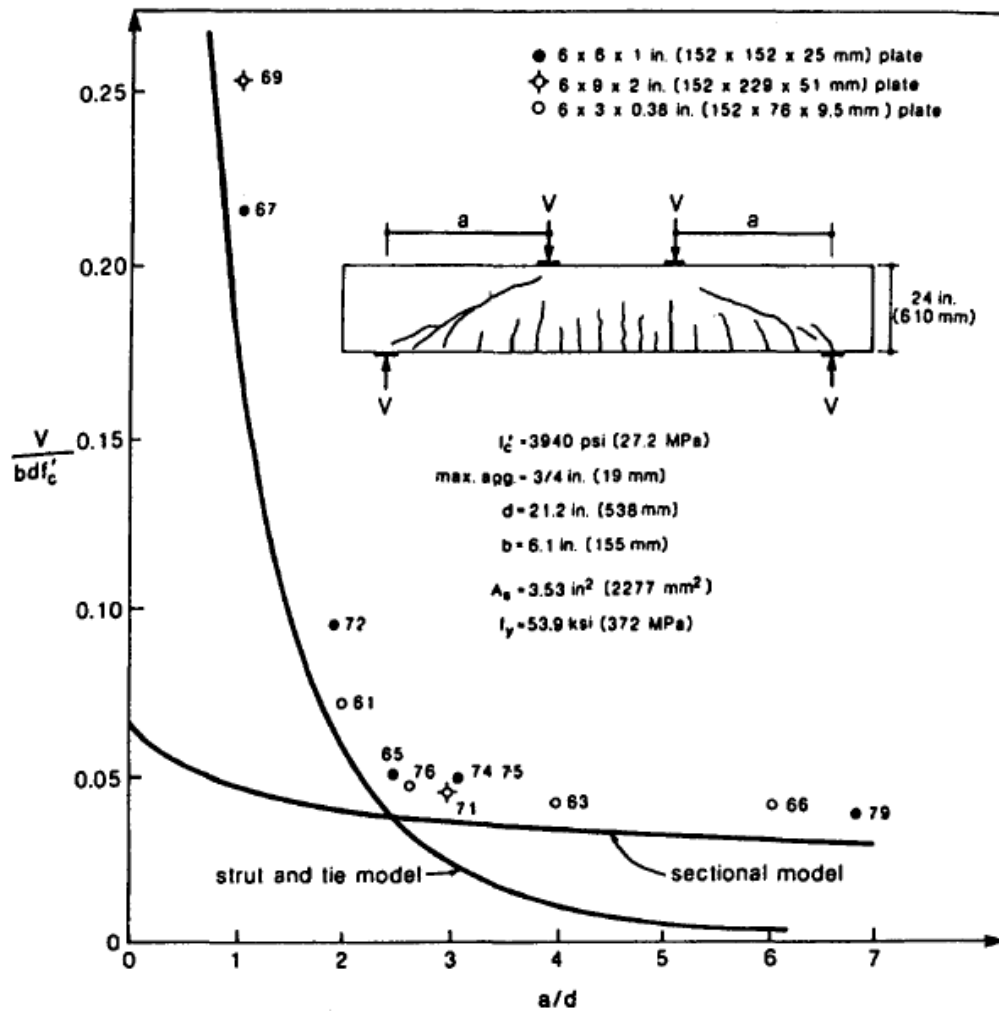


Figura 1.2: Comparación de modelos realizada por Kani (1979), adaptada de Collins & Mitchell (1991).

La relación de aspecto de corte de las vigas estudiadas en el presente trabajo corresponde a 5.5 en el caso de los elementos denominados como vigas de flexión, y a 2.5 en el caso de los elementos denominados como vigas de corte.

El modelo de interacción que se considerará para analizar las vigas de SFRC consiste en un modelo de fibras basado en el comportamiento de panel de elementos de hormigón armado. En este caso, y a diferencia de los modelos tradicionales de fibras, el introducir el comportamiento de panel, la respuesta de flexión (incluyendo respuesta axial) y corte dependen de la ley constitutiva del material, haciendo que estos dos efectos no sean independientes. Sin embargo, para realizar tal tarea, es necesario imponer condiciones de tensiones o deformaciones unitarias en la dirección del refuerzo

horizontal. Una de las primeras hipótesis utilizada corresponde al de tensiones normales ortogonales al elemento nulas, lo que es consistente con el modelo de Collins et al. (1996). Sin embargo, y como ha ocurrido en el caso de muros de hormigón armado esta hipótesis no resulta en buenos resultados para muros muy cortos (Massone et al., 2006). En este caso se podrán utilizar calibraciones analíticas, aunque definida para muros cortos, de la distribución de deformaciones unitarias en tal dirección de tal forma de representar el efecto de las cargas cercanas propuestas por Massone (2010).

1.2. Objetivos

El objetivo primario de este trabajo es validar un modelo que incorpora la interacción flexión–corte, utilizado en la modelación de muros de hormigón armado, adaptándolo al estudio de vigas de SFRC, que sea capaz de predecir con cierto nivel de precisión el comportamiento de éstas.

Para cumplir con este objetivo, se trabajará en los siguientes objetivos secundarios; en primer lugar, se deben establecer las leyes constitutivas del SFRC, en términos de la curva tensión–deformación uniaxial monotónica. En segundo lugar, conocido el comportamiento del material, deberá verificarse que el modelo de interacción sea capaz de reproducir la respuesta de elementos en flexión en que la parte asociada al corte es despreciable (elementos esbeltos). Finalmente, para completar el trabajo, se verificará la validez del modelo en elementos en que la respuesta asociada al esfuerzo de corte deja de ser despreciable y pasa a jugar un papel importante en la deformación (elementos cortos).

1.3. Metodología

Para lograr el primer objetivo, que corresponde a determinar las curvas tensión–deformación del material, la idea consiste en utilizar curvas propuestas en la literatura con la misma forma o forma similar que las utilizadas en el modelo de interacción ya implementado en OpenSees, de modo de ajustar ciertos parámetros de las curvas de RC para reproducir las del SFRC e introducirlas directamente al modelo, sin la necesidad de modificar internamente las curvas de los materiales ya implementadas.

Ajustadas las curvas del SFRC, éstas serán introducidas al modelo de interacción y se compararán los resultados que éste entregue con los resultados de ensayos realizados en la Universidad de Oklahoma de vigas esbeltas (relación de aspecto de corte a/d igual a 5.5). En esta etapa se espera que el modelo sea capaz de reproducir el comportamiento de estas vigas, en que la deformación de corte es

despreciable con respecto a la deformación de flexión, con la misma precisión que un modelo de fibras tradicional.

Finalmente, se seguirá un procedimiento similar para comparar los resultados del modelo con resultados de ensayos realizados en la Universidad de Oklahoma de vigas cortas. En este caso, la contribución del esfuerzo de corte a la deformación será mayor y se espera que el modelo sea capaz de predecir con cierto nivel de precisión este comportamiento.

1.4. Alcances por capítulo

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

Se introducirá la problemática del trabajo, planteando los objetivos a concretar y la metodología en que se abordará cada etapa.

CAPÍTULO 2: COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

Se presentarán las calibraciones hechas a los modelos de RC para reproducir las curvas selectas de SFRC, detallándose la forma de cada curva, la metodología empleada en la calibración y los resultados obtenidos. Además se incluirán, calibraciones y estimaciones realizadas para definir el comportamiento de las barras de refuerzo longitudinal.

CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE INTERACCIÓN

Se hará una breve descripción del modelo de interacción y de las hipótesis utilizadas en éste. Además, se incluirán algunos análisis de sensibilidad realizados para calibrar el modelo al caso de vigas.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN

Se compararán los resultados predichos por el modelo con resultados experimentales de ensayos realizados en la Universidad de Oklahoma de vigas esbeltas, con falla predominante de flexión.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN–CORTE

Se compararán los resultados predichos por el modelo con resultados experimentales de ensayos realizados en la Universidad de Oklahoma de vigas cortas o armadas para obtener fallas de corte, en que la interacción flexión–corte no es despreciable.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

Se presentarán las conclusiones del trabajo.

CAPÍTULO 2: COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL

Las variaciones en las propiedades del hormigón armado al adicionar fibras dependen de la cuantía, geometría, material y orientación dentro de la matriz de hormigón de éstas. Dependiendo del estudio, distintos autores han utilizado distintos tipos de fibras en sus ensayos, por lo que para la calibración de las curvas del material se consideraron las fibras utilizadas en los ensayos realizados en la Universidad de Oklahoma antes mencionados para este trabajo. Estos elementos tienen 50 mm de largo y 0.8 mm de diámetro, lo que corresponde a una relación de aspecto de 62.5. La tensión de fluencia nominal es de 1079 MPa. La figura 2.1 ilustra la geometría descrita anteriormente.

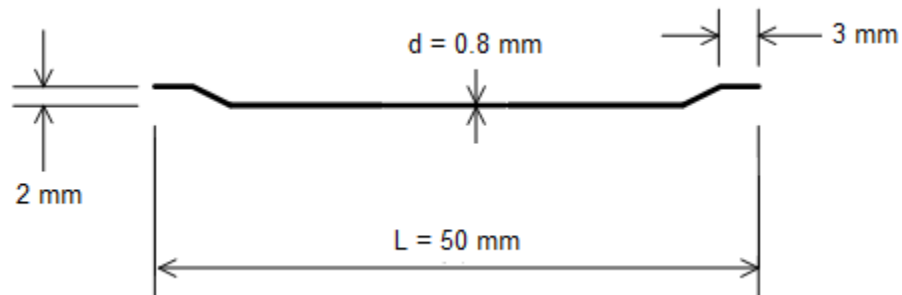


Figura 2.1: Tipo de fibras utilizado.

Las cuantías volumétricas (volumen de fibras sobre el volumen de hormigón) de fibra utilizadas corresponden a 0, 0.5 y 0.75% en el caso de elementos en flexión y 0 y 0.375% en el caso de los ensayos de corte. Los tipos de hormigón utilizados tienen resistencias cilíndricas aproximadas de 32 y 64 MPa en el caso de flexión y 32 MPa en el caso de corte.

2.1. Comportamiento en compresión

El modelo de Collins & Porasz (1989), utilizado por Massone et al. (2006), define la siguiente ecuación para la curva de compresión del hormigón armado.

$$\sigma_c = f_c' \frac{n \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^{nk}} \quad (2.1.1)$$

En que σ_c y ϵ_c corresponden a la tensión y deformación del hormigón en compresión, f_c' es la resistencia peak, ϵ_0 es la deformación correspondiente en el peak de compresión para hormigón no confinado, y n y k parámetros asociados al ascenso y descenso de la curva.

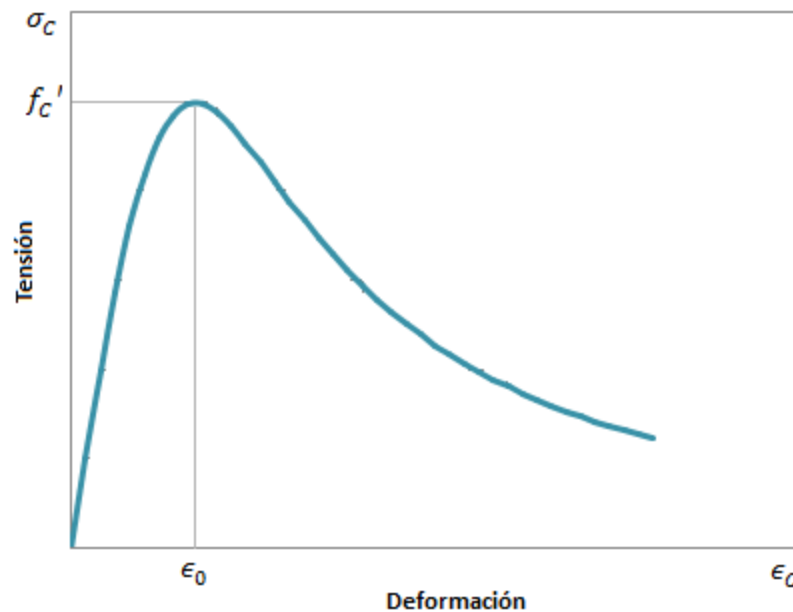


Figura 2.2: Curva de compresión hormigón armado, Collins & Porasz (1989).

El valor utilizado para ϵ_0 corresponde al del modelo de SFRC mencionado a continuación y los parámetros n y k fueron calibrados de acuerdo al mismo.

El modelo de SFRC utilizado por Barros & Figueiras (1999) fue calibrado para fibras con gancho, de 60 mm de largo por 0.8 mm de diámetro, con una tensión nominal de fluencia de 1100 MPa, lo que las hace bastante similares a las utilizadas en este trabajo. La curva propuesta tiene la siguiente forma.

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}}{(1-p-q) + q \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}\right) + p \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}\right)^{(1-q)/p}} \quad (2.1.2)$$

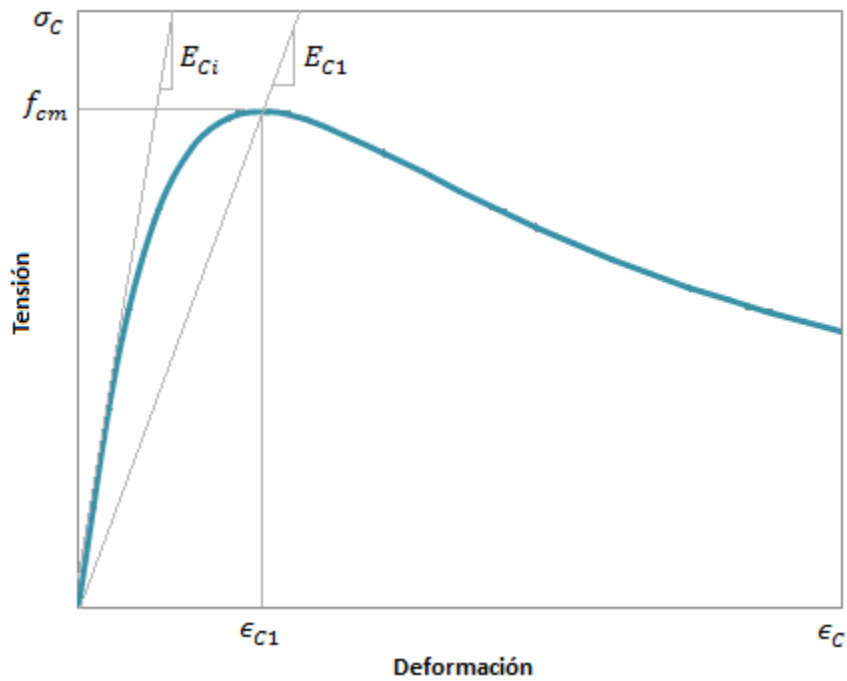


Figura 2.3: Curva de compresión SFRC, Barros & Figueiras (1999).

Donde,

$$q = 1 - p - \frac{E_{c1}}{E_{ci}} \quad (2.1.3)$$

$$p + q \in (0,1) \quad (2.1.4)$$

$$\frac{1-p}{q} > 0 \quad (2.1.5)$$

En que E_{c1} corresponde al módulo de elasticidad secante en el peak de compresión, E_{ci} al módulo de elasticidad tangente en el origen, f_{cm} la resistencia a compresión promedio de un set de ensayos y ϵ_{c1} es la deformación asociada al peak de compresión, obtenida a partir de la siguiente expresión.

$$\epsilon_{c1} = \epsilon_{c10} + 0.00026 Wf \quad (2.1.6)$$

Con ϵ_{c10} la deformación en el peak de compresión para hormigón tradicional, tomado igual a 0.0022, de acuerdo al código CEB-FIP 1990 (Barros & Figueiras, 1999). Wf corresponde a la cuantía en peso de fibras, expresada como número multiplicado por 100 (vale decir, una cuantía de 3.5% corresponde a un Wf igual a 3.5).

El parámetro p , calibrado para las fibras de 60x0.80, corresponde al siguiente valor, de acuerdo a Barros & Figueiras (1999).

$$p = 1 - 0.722 \exp(-0.144 Wf) \quad (2.1.7)$$

El módulo secante se calculó de acuerdo a la siguiente expresión.

$$E_{c1} = \frac{f_{cm}}{\epsilon_{c1}} \quad (2.1.8)$$

Para el módulo tangente se utilizó la siguiente recomendación del código CEB-FIP 1990 (Barros & Figueiras, 1999).

$$E_{ci} = 21500 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} MPa \quad (2.1.9)$$

Alternativamente, en ausencia de datos experimentales, la resistencia a compresión promedio puede obtenerse en función del hormigón y el tipo de fibras utilizadas de acuerdo a la siguiente expresión, propuesta por Soroushian & Lee (1989), mencionada en el trabajo de Bencardino (2008).

$$f_{cm} = f_{c'} + 3.6 V_f \frac{l_f}{d_f} \text{ (MPa)} \quad (2.1.10)$$

En que V_f corresponde a la cuantía volumétrica de fibras, l_f al largo de las fibras y d_f al diámetro de éstas.

Para 10 cuantías de fibra distintas, desde 0 a 1%, se calculó la tensión obtenida a través de ambos modelos (Collins & Porasz, 1989 y Barros & Figueiras, 1999) de tal manera de correlacionar los parámetros n y k , con los términos p y q , para un set con distintos valores de deformación desde 0 a 3%, obteniéndose en cada uno de estos puntos la diferencia entre ambas curvas. El error entre los modelos se definió como,

$$E^2 = \sum_{i=1}^N e_i^2 \quad (2.1.11)$$

En que e_i corresponde a la diferencia entre ambos modelos en cada punto y N al número de puntos utilizados.

El error definido en 2.1.11 se minimizó variando los parámetros n y k del modelo de RC para cada volumen de fibra considerado, obteniéndose curvas de n vs V_f y k vs V_f . Los resultados obtenidos se muestran en las Figuras 2.4 a 2.7.

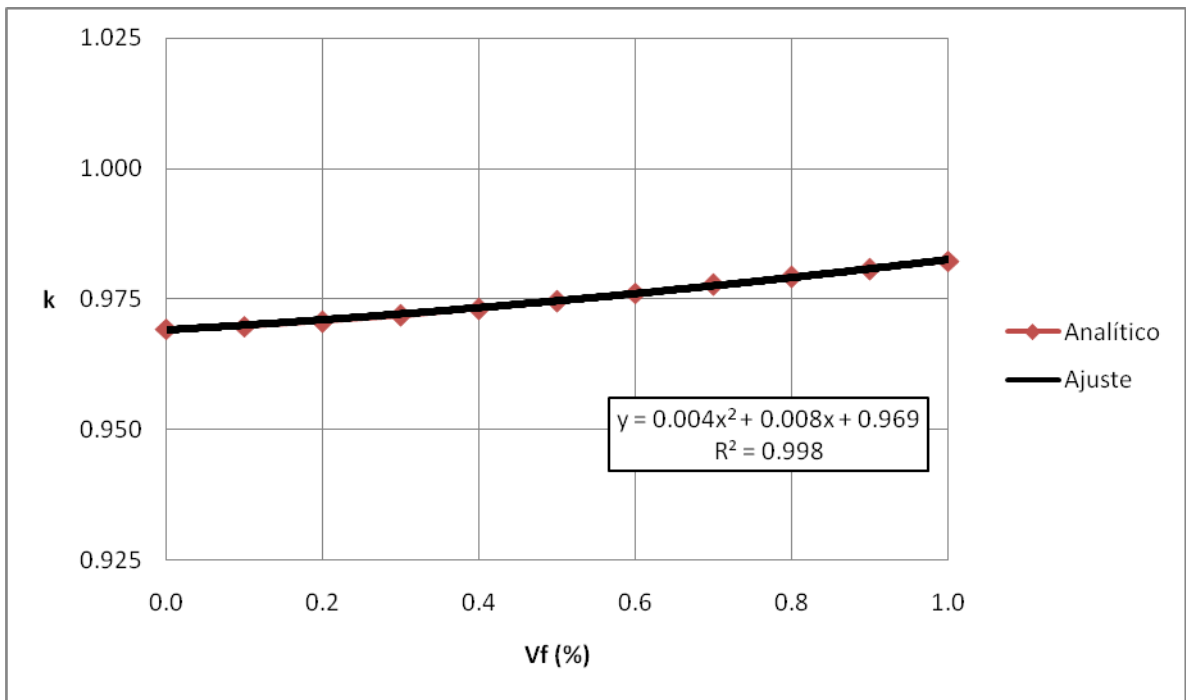


Figura 2.4: Curva k vs Vf para $f_c' = 32$ MPa.

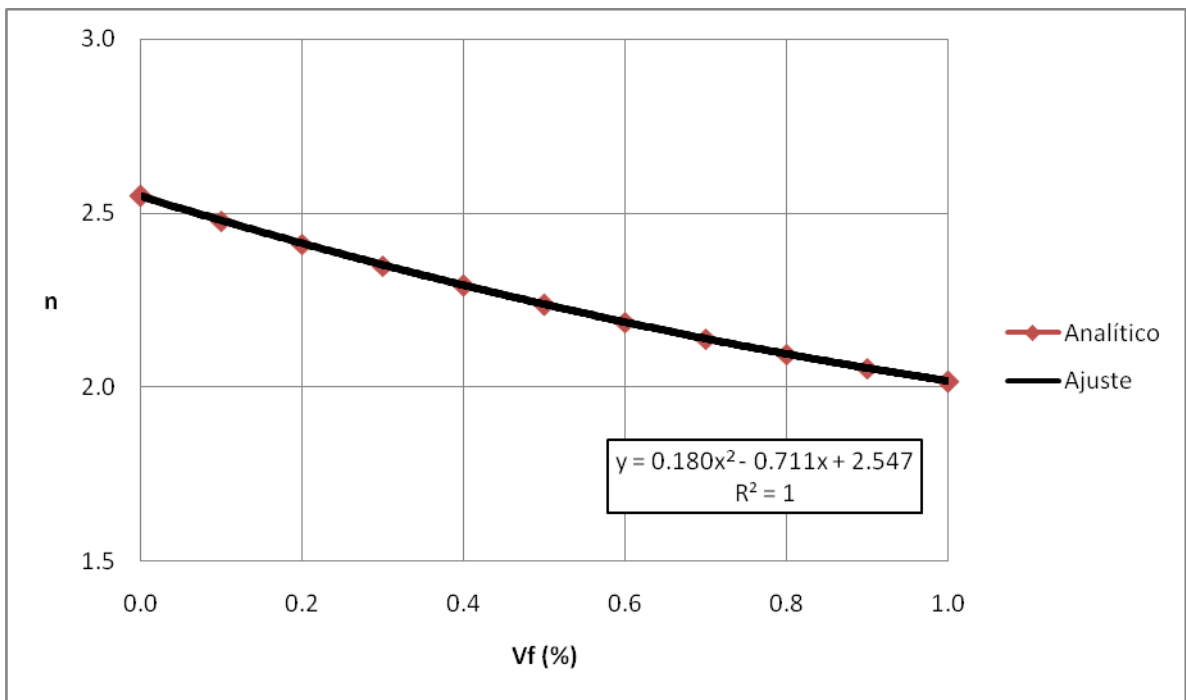


Figura 2.5: Curva n vs Vf para $f_c' = 32$ MPa.

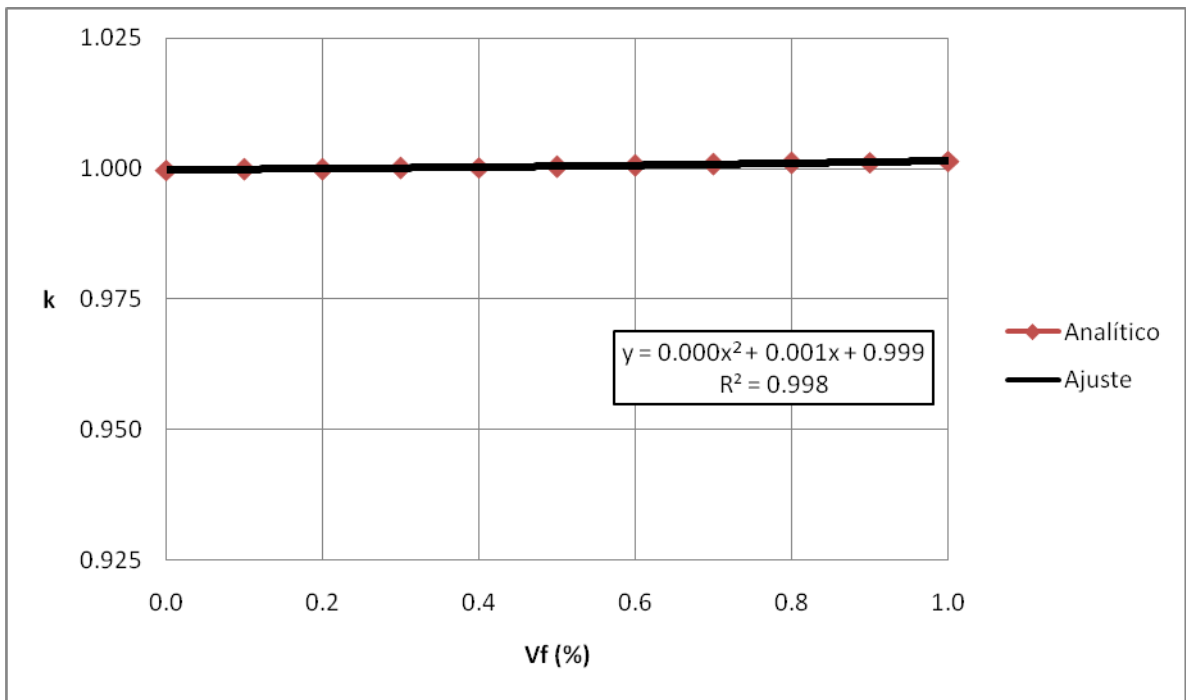


Figura 2.6: Curva k vs V_f para $f_c' = 64$ MPa.

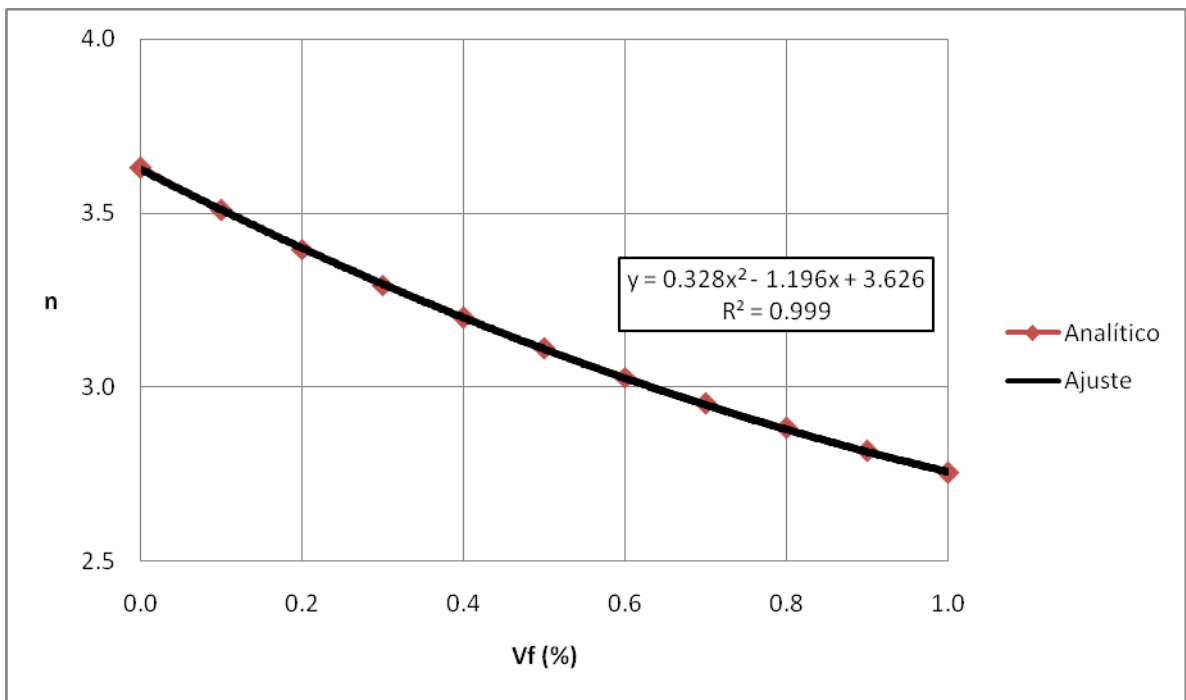


Figura 2.7: Curva n vs V_f para $f_c' = 64$ MPa.

Para cada gráfico se calcularon regresiones para determinar los valores de n y k en función de la cuantía de fibras.

Para $f_c' = 32$ MPa, las ecuaciones obtenidas son las siguientes.

$$k = 0.004 Vf^2 + 0.008 Vf + 0.969 \quad (2.1.12)$$
$$R^2 = 0.998$$

$$n = 0.180 Vf^2 - 0.711 Vf + 2.547 \quad (2.1.13)$$
$$R^2 = 1.0$$

Para $f_c' = 64$ MPa, las ecuaciones obtenidas son las siguientes.

$$k = 0.0000 Vf^2 + 0.001 Vf + 0.999 \quad (2.1.14)$$
$$R^2 = 0.998$$

$$n = 0.328 Vf^2 - 1.196 Vf + 3.626 \quad (2.1.15)$$
$$R^2 = 0.999$$

En este caso para efectos prácticos, el valor de k puede considerarse constante igual a 1.0.

La figura 2.8 ilustra el tipo de curva obtenida a través de este procedimiento, comparándose con la curva de SFRC original de Barros & Figueiras.

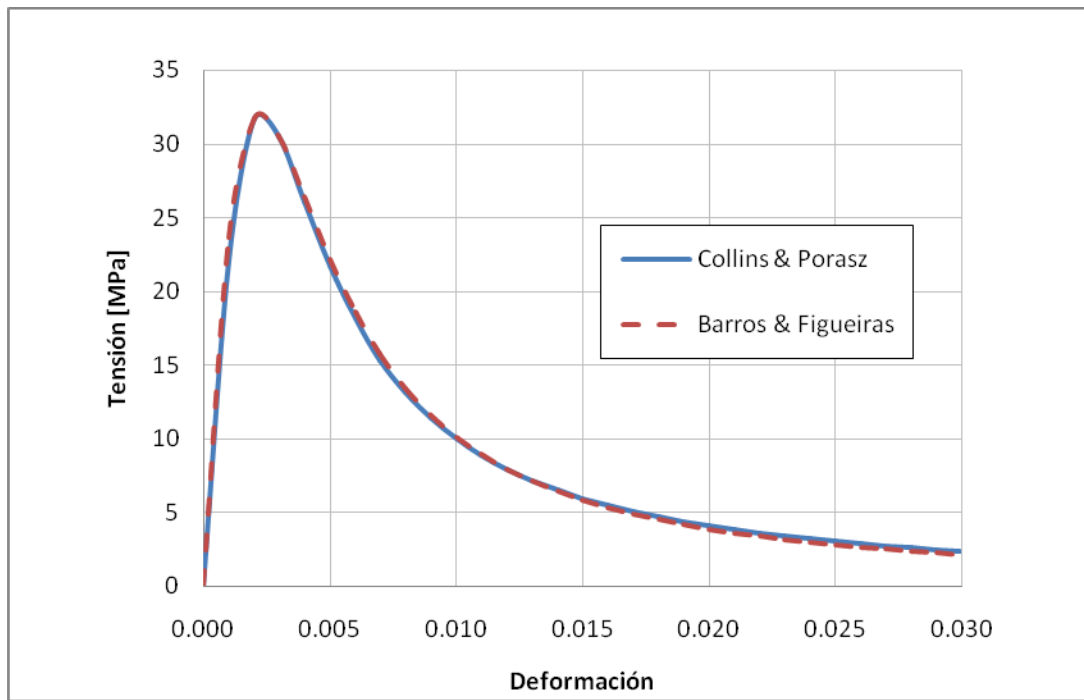


Figura 2.8: Ejemplo curva SFRC, $f_c' = 32$ MPa, $V_f = 0.2\%$, $E = 2.01$ MPa.

Como se observa en la figura 2.8, la curva obtenida con la forma del modelo de Collins & Porasz queda prácticamente superpuesta a la de Barros & Figueiras.

Existen otras curvas que modelan el comportamiento del SFRC en compresión, por ejemplo, Soroushian & Lee (1989) propusieron un modelo con una rama ascendente hasta el peak de tensión, y luego una zona de descenso bilineal. Bencardino (2008) realizó un estudio en que compara distintos modelos (incluyendo los de Soroushian & Lee y Barros & Figueiras). La elección del modelo definitivo para este estudio se basó en dos consideraciones principales; primero que el modelo haya sido calibrado con fibras similares a la del presente trabajo, pues como se mencionó al principio, el efecto de la adición de fibras en el hormigón depende de la mecánica y geometría de éstas, y en segundo lugar se buscó una curva cuya geometría sea ajustable a la geometría del modelo de Collins & Porasz.

2.2. Hormigón con fibras confinado

Para incluir el efecto de confinamiento producto de la presencia de estribos se utilizó el modelo de Saatcioglu & Razvi (1992) para hormigón armado, suponiendo que el efecto del confinamiento es similar en el SFRC. En este modelo se definen dos parámetros que caracterizan el peak en compresión: la tensión peak de compresión confinada f_{cc} y la deformación de compresión asociada a esta tensión ϵ_1 .

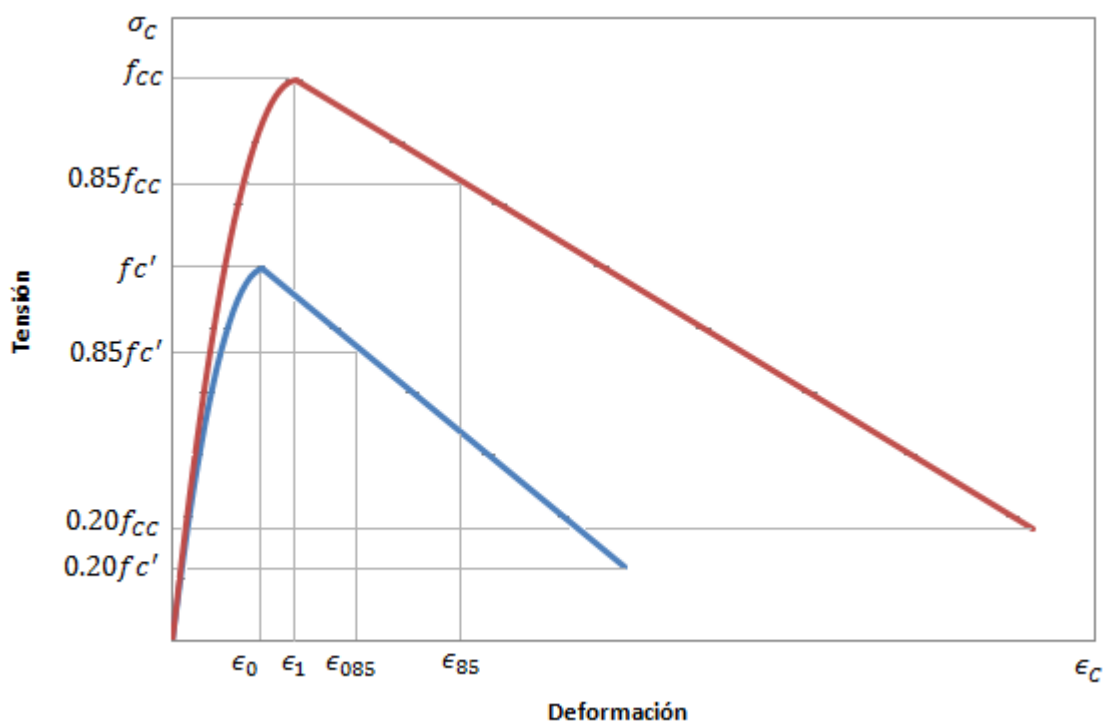


Figura 2.9: Esquema curva de compresión confinada.

2.2.1. Tensión peak de compresión

Se define la presión efectiva del confinamiento f_{le} como una función de la cuantía de estribos en cada dirección, y con ésta, la capacidad a compresión del hormigón confinado f_{cc} queda dada por la siguiente expresión.

$$f_{CC} = f_c' + k_1 f_{le} \quad (2.2.1.1)$$

En que k_1 se calcula como función de la presión efectiva de confinamiento f_{le} de acuerdo a la siguiente expresión.

$$k_1 = 6.7 (f_{le})^{-0.17} \quad (2.2.1.2)$$

Para calcular la presión efectiva de confinamiento, primero se calculó la presión de confinamiento en cada dirección de acuerdo a la siguiente expresión.

$$f_{li} = \frac{A_{Si} f_y}{b_{Ci} s} \quad (2.2.1.3)$$

En que A_{Si} corresponde al área total de estribos en la dirección del análisis i , f_y a la tensión de fluencia de los estribos, b_{Ci} al ancho confinado medido de centro a centro de estribos en la dirección de análisis i y s al espaciamiento centro a centro entre estribos.

Así, la presión efectiva de confinamiento corresponde al producto de la presión de confinamiento por la efectividad.

$$f_{lei} = k_2 f_{li} \quad (2.2.1.4)$$

Donde la efectividad del confinamiento en la dirección i está dada por la siguiente expresión.

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\frac{b_{Ci}}{s} \frac{b_{Ci}}{s_{li}} \frac{1}{f_{li}}} \leq 1 \quad (2.2.1.5)$$

En que s_{li} corresponde al espaciamiento de barras longitudinales sujetas por estribos en la dirección i .

Finalmente, la tensión promedio se calculó ponderando en cada dirección de la siguiente manera.

$$f_{le} = \frac{b_{Cx} f_{lex} + b_{Cy} f_{ley}}{b_{Cx} + b_{Cy}} \quad (2.2.1.6)$$

2.2.2. Deformación al peak de compresión

Para la deformación en el peak de compresión se utilizó la siguiente relación, usada en investigaciones previas y que demostró hacer buenas predicciones experimentales, de acuerdo a Saatioglu & Razvi (1992).

$$\epsilon_1 = \epsilon_0 (1 + 5 K) \quad (2.2.2.1)$$

En que ϵ_1 corresponde a la deformación en el peak de tensión para hormigón confinado y ϵ_0 a la deformación en el peak de tensión del hormigón no confinado. El parámetro K se calculó de la siguiente forma.

$$K = \frac{k_1 f_{le}}{f_c'} \quad (2.2.2.2)$$

Finalmente, para la deformación correspondiente a una reducción en el 15% de la capacidad peak, se tiene la siguiente relación.

$$\epsilon_{85} = 260 \rho \epsilon_1 + \epsilon_{085} \quad (2.2.2.3)$$

$$\rho = \frac{A_{Sx} + A_{Sy}}{(b_{Cx} + b_{Cy})s} \quad (2.2.2.4)$$

En que ϵ_{085} corresponde a la deformación para una pérdida del 15% de la capacidad en hormigón no confinado.

Luego, la rama ascendente de la curva tensión–deformación queda definida por la siguiente ecuación.

$$f = f_{cc} \left[2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_1} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_1} \right)^2 \right]^{\frac{1}{1+2K}} \quad (2.2.2.5)$$

En que f corresponde a la tensión y ϵ a la deformación.

La rama descendente queda caracterizada por una recta que une el punto peak con el punto correspondiente a una pérdida de capacidad del 15%, llegando hasta el punto en que se ha perdido el 80% de la capacidad, como se muestra en la figura 2.9.

Con el fin de utilizar una curva con la misma expresión de Collins & Porasz, se realizó el mismo proceso de optimización utilizado para el hormigón en compresión no confinado, ajustando una curva con esta forma a la curva obtenida por el método de Saatioglu & Razvi hasta una deformación del 3% en compresión. A diferencia del caso de compresión sin confinamiento, no se llegó a expresiones genéricas para los parámetros n y k , sino que se obtuvo la curva particular para cada tipo de hormigón y cuantía de fibras utilizada. La figura 2.10 ilustra el tipo de gráficos obtenidos.

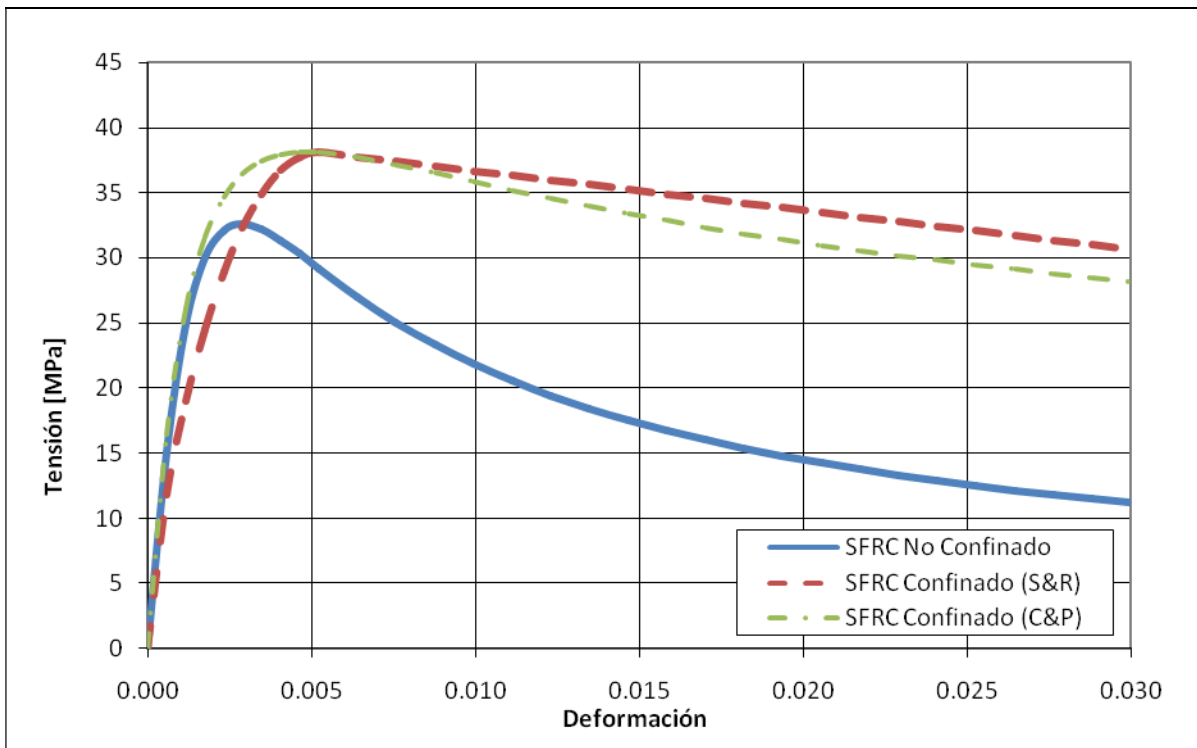


Figura 2.10: Ejemplo curva de SFRC confinado, $f_c' = 32$ MPa, $E\phi_{10}@100$.

Puede apreciarse que existe un incremento en la capacidad peak debido al efecto del confinamiento, el cual se suma al incremento en capacidad producto de la adición de fibras, y a su vez existe un incremento en la ductilidad, que resulta mucho mayor que el incremento producto de las fibras. Sin embargo, es de esperar que el efecto del confinamiento no sea de gran influencia en el comportamiento de las vigas, pues la zona de compresión puede no ser de gran tamaño, y la zona de compresión confinada será aun menor.

2.3. Comportamiento en tracción

El modelo de hormigón armado a utilizar corresponde al propuesto por Belarbi & Hsu (1994), el cual queda definido por la siguiente expresión.

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c \quad \epsilon_c \leq \epsilon_{CR} \quad (2.3.1)$$

$$\sigma_c = f_{CR} \left(\frac{\epsilon_{CR}}{\epsilon_c} \right)^\beta \quad \epsilon_c > \epsilon_{CR} \quad (2.3.2)$$

Donde,

$$E_c = 3917 \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \quad (2.3.3)$$

$$f_{CR} = 0.313 \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \quad (2.3.4)$$

$$\epsilon_{CR} = 0.00008 \quad (2.3.5)$$

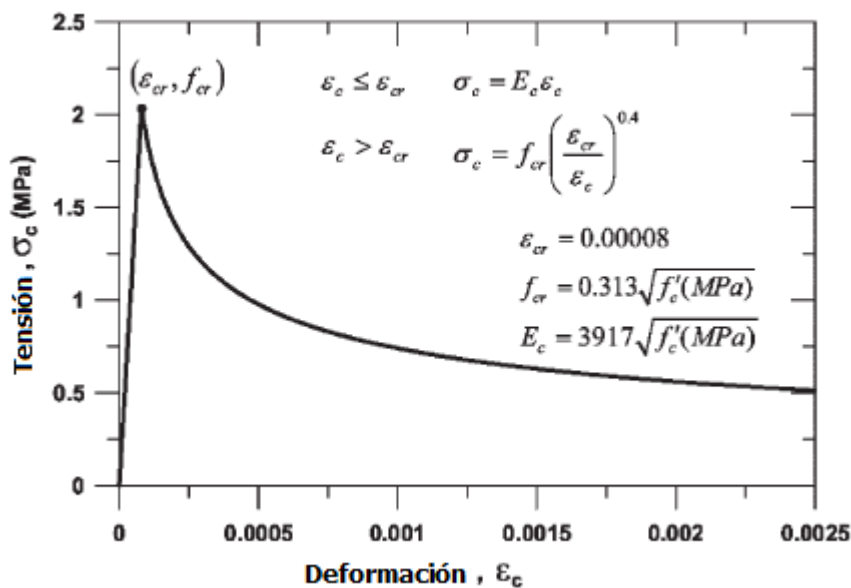


Figura 2.11: Curva de tracción de Belarbi & Hsu (1994).

El parámetro β fue calibrado por los autores como 0.4 para hormigón armado, de acuerdo a una serie de ensayos, que aunque no incluía fibras de acero presentaba una

importante capacidad post-agrietamiento debido a la presencia de la armadura de refuerzo tradicional que permite redistribuir el agrietamiento a lo largo del elemento ensayado.

Barros (2005) propuso representar el comportamiento en tracción del SFRC a través de un diagrama trilineal de acuerdo al RILEM TC 162-TDF. En el entendido de que este diagrama modela el hormigón con fibras sin barras de refuerzo longitudinal, se asume que la zona post-peak representa la exclusiva contribución de las fibras de acero.

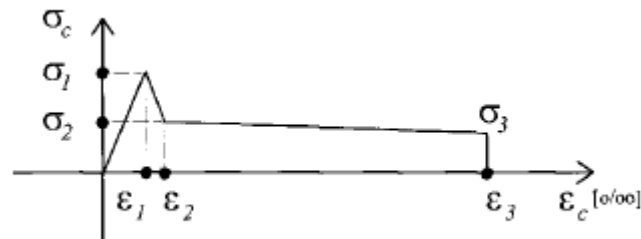


Figura 2.12: Modelo de tracción RILEM TC-162 TDF (Barros, 2005).

En principio, la idea es la misma que en el caso de compresión: ajustar el diagrama trilineal, minimizando la diferencia entre ambos modelos, utilizando una curva con la forma de la expresión 2.3.2, variando el parámetro β .

Las tensiones que definen los quiebres en el diagrama trilineal se encuentran definidas por las siguientes expresiones, calibradas para ensayos de vigas en flexión.

$$\sigma_1 = 0.7 f_{ctm} (1.6 m - d) \quad (2.3.6)$$

$$\sigma_2 = 0.45 f_{R1} kh \quad (2.3.7)$$

$$\sigma_3 = 0.37 f_{R4} kh \quad (2.3.8)$$

En que f_{ctm} corresponde a la resistencia a flexión promedio de una serie de ensayos, d a la altura efectiva de las vigas ensayadas, kh corresponde a un factor de forma, relativo a la altura de las vigas, que vale 1.0 para una altura menor a 125 mm, 0.4 para una altura mayor a 600 mm y varía linealmente para alturas intermedias.

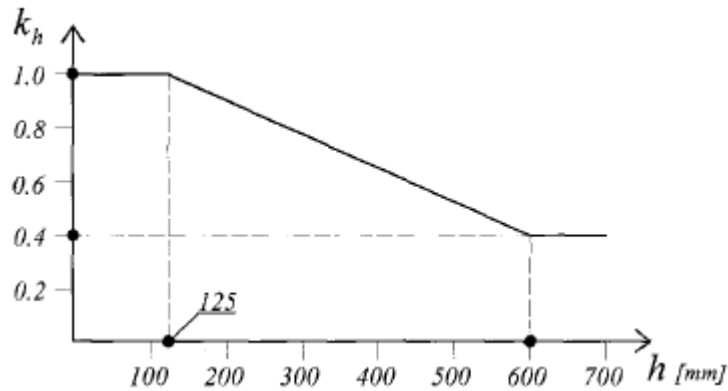


Figura 2.13: Factor de forma de acuerdo al RILEM TC-162 TDF (Barros, 2005).

Barros calibró las tensiones f_{R1} y f_{R4} , que corresponden a las tensiones asociadas a un tamaño de fisura determinado, a partir de una serie de ensayos de viguetas de 150×150 mm de sección transversal y 500 mm de luz, con un sacado de 25 mm en la parte inferior de la zona central de los especímenes. De estos ensayos, Barros obtuvo curvas carga versus abertura de fisura al centro, y definió las tensiones residuales f_{R1} y f_{R4} como la tensión asociada a una abertura de 0.46 y 3.00 mm respectivamente. De sus ensayos, Barros obtuvo las siguientes relaciones.

$$f_{R1} = 0.0945 C_f + 0.702 \text{ (MPa)} \quad (2.3.9)$$

$$f_{R4} = 0.926 f_{R1} \quad (2.3.10)$$

En que C_f es la cantidad de fibras de acero sobre el volumen de hormigón en kg/m^3 .

Las deformaciones características del diagrama trilineal se definen de la siguiente forma, de acuerdo al RILEM TC 162-TDF (Barros, 2005).

$$\epsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_C} \quad (2.3.11)$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_1 + 0.1\% \quad (2.3.12)$$

$$\epsilon_3 = 25\% \quad (2.3.13)$$

Para el módulo de elasticidad, se entrega la siguiente recomendación de acuerdo al RILEM TC 162-TDF (Barros, 2005).

$$E_C = 9500 \sqrt[3]{f_{cm}} \text{ (MPa)} \quad (2.3.14)$$

En que f_{cm} corresponde a la resistencia cúbica de la matriz de hormigón.

Sin embargo, como este parámetro sólo depende de la resistencia cúbica del hormigón y no del contenido de fibras, se utilizó la recomendación de Belarbi & Hsu (Ecuación 2.3.3), aunque no necesariamente corresponde al módulo de elasticidad del hormigón con fibras.

El hecho de que el diagrama haya sido calibrado para ensayos de vigas en flexión, resulta en la obtención de un diagrama que depende de la geometría del elemento estudiado, y no se obtiene una curva genérica para el comportamiento del material. Otras formulaciones han definido curvas tensión versus deformación mirando, entre otras cosas la mecánica de fractura, calibradas a partir de un modelo que les permite usar la respuesta completa carga versus desplazamiento de ensayo de viguetas con fibras (ej., Minelli & Vecchio, 2006). Sin embargo, en este trabajo se pretende correlacionar en forma sencilla la respuesta tensión versus deformación en función de la cuantía de fibra para vigas de hormigón armado reforzadas con fibra.

2.3.1. Obtención experimental de la tensión máxima de tracción

Para obtener la tensión peak en tracción experimentalmente, se cuenta con resultados de ensayos MOR (“modulus of rupture”, módulo de rotura), de acuerdo a las normas ASTM C 1609 y ASTM C 1609M-05. Se utilizaron prismas de 150x150 mm de sección transversal con 530 mm de largo. Estas probetas fueron ensayadas bajo tres puntos de carga, con una distancia centro a centro de los apoyos de 460 mm aproximadamente.

El módulo de rotura calculado a través de estos ensayos se relaciona con el valor de la tensión peak en tracción uniaxial, para lo cual se utilizó el siguiente modelo de distribución de tensiones propuesto por Dwarakanath (1991).

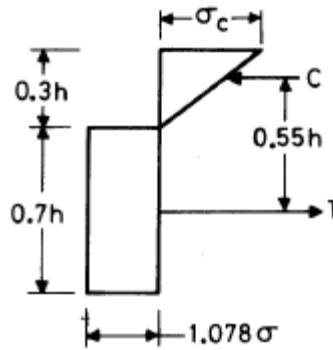


Figura 2.14: Distribución de tensiones, Dwarakanath (1991).

Dwarakanath, a partir de ensayos experimentales determinó que la capacidad en tracción por flexión se relaciona con la capacidad en tracción directa a través de un factor $\mu > 1$. De un total de 18 ensayos realizados, Dwarakanath concluyó que este factor μ tiene un valor promedio de 1.078, es decir, la capacidad en tracción por flexión (para la distribución de tensiones propuesta) corresponde a 1.078 veces la capacidad en tracción directa.

Utilizando la distribución de tensiones de la figura 2.14, se calculan las fuerzas de tracción y compresión resultantes en la sección transversal de la viga. De estas fuerzas, se puede determinar el momento de flexión resultante a partir de las ecuaciones de equilibrio.

La ecuación de equilibrio de momento para la figura 2.14 tiene la siguiente forma.

$$M = (1.078 f_{tf}) (0.7 h b) (0.55 h) = 0.415 f_{tf} b h^2 \quad (2.3.1.1)$$

Por otro lado, del análisis lineal-elástico, suponiendo una distribución lineal de tensiones tanto en compresión como en tracción, el momento resultante del ensayo MOR se calcula a partir de la siguiente expresión.

$$M = \frac{f_R b h^2}{6} \quad (2.3.1.2)$$

En que f_R corresponde al módulo de rotura.

Igualando la expresión 2.3.1.1 con 2.3.1.2, la relación entre la capacidad de tracción directa con el módulo de rotura es la siguiente.

$$f_{tf} = 0.402 f_R \quad (2.3.1.3)$$

Esta expresión es consistente con los resultados entregados por Bentur & Mindess (1990), en que el módulo de rotura corresponde aproximadamente al doble que la capacidad en tracción.

2.3.2. Ajuste del parámetro β de la curva de Belarbi & Hsu (1994)

Los resultados del procedimiento de ajuste del parámetro β de la expresión 2.3.2 de Belarbi & Hsu entregaron valores mayores a 0.4 para cuantías bajas, cercanas a cero (es decir un descenso más rápido de la tensión con el aumento de la deformación que en el caso de hormigón armado tradicional). Sin embargo, esto no se consideró un problema, ya que se trata de un material distinto, ya que Belarbi & Hsu no incorporan la adición de fibras de acero al hormigón en su estudio.

Si se considera que la zona post-peak del diagrama trilineal corresponde a una tensión residual (casi constante, con variaciones cercana al 30% en capacidad para deformaciones de hasta 2,5%) producto de la adición de fibras, las expresiones 2.3.9 a 2.3.10 muestran que el incremento en el valor de esta tensión residual es dependiente sólo de la cuantía de fibras, y además varía de forma lineal con ésta, a partir de un valor distinto de cero. Barros calibró sus resultados para cuantías a partir de 15 kg/m³ (aproximadamente 0.2% en volumen), por lo cual no sería confiable extrapolar estos resultados a cuantías cercanas a cero, es decir, hormigones sin fibras.

Abrishami & Mitchell (1997) y Bischoff (2003) realizaron estudios acerca del comportamiento de la curva de tracción para hormigones con fibras de acero. Ambos registran incrementos en la capacidad residual del material (zona post-peak) lo cual es consistente con el modelo de Barros, sin embargo, ambos presentan escasos resultados experimentales (Figuras 2.15 y 2.16). Tomando en consideración el modelo de Barros, el hormigón en tracción debería degradar su capacidad una vez alcanzado el peak y posteriormente estabilizarse en un nivel más o menos constante. Si este nivel de tensión residual es dependiente sólo de la cuantía de fibras, podría suponerse que no se trata de un valor relativo al peak de capacidad, sino a un valor absoluto, por lo tanto, conociendo este valor para una cuantía determinada de fibras, lo que se hizo es una interpolación lineal entre este valor y cero, que correspondería a un hormigón que degrada y no es capaz de mantener un nivel de tensión distinto de cero, es decir, un hormigón sin fibras (Figura 2.17).

Del trabajo de Abrishami & Mitchell, el valor de la tensión residual para una cuantía de fibras de 1% corresponde aproximadamente a 0.95 MPa, mientras que Bischoff registra una capacidad de 1.54 MPa para una cuantía de 0.78%, lo que extrapolado linealmente a la cuantía de 1% corresponde a 1.97 MPa. Ambos resultados son bastante diferentes (la tensión residual registrada por Abrishami & Mitchell corresponde al 48% de la de Bischoff), por lo tanto, se escogió aquel que hubiese realizado sus ensayos con un tipo de fibras similar al de este estudio. Ambos utilizaron fibras con gancho en los extremos, sin embargo la relación de aspecto de las fibras de Bischoff corresponde a 100, mientras que las de Abrishami & Mitchell tienen una relación de aspecto de 60, lo que las hace más similares a las de este trabajo.

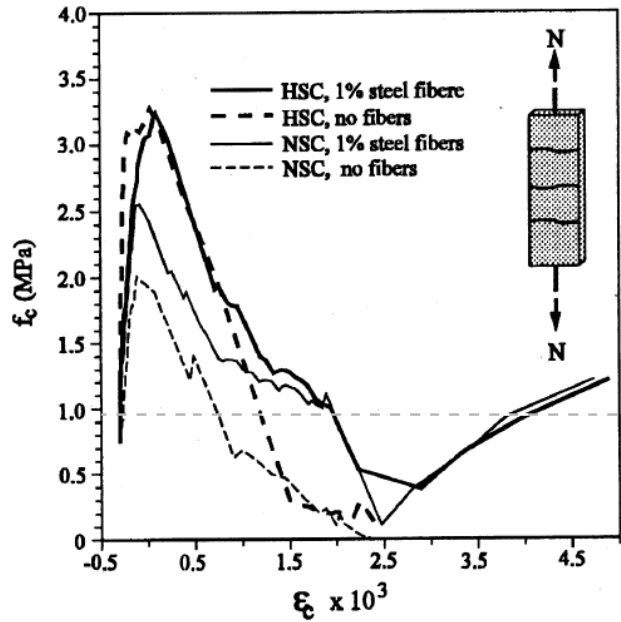


Figura 2.15: Curvas tensión–deformación, Abrishami & Mitchell (1997).

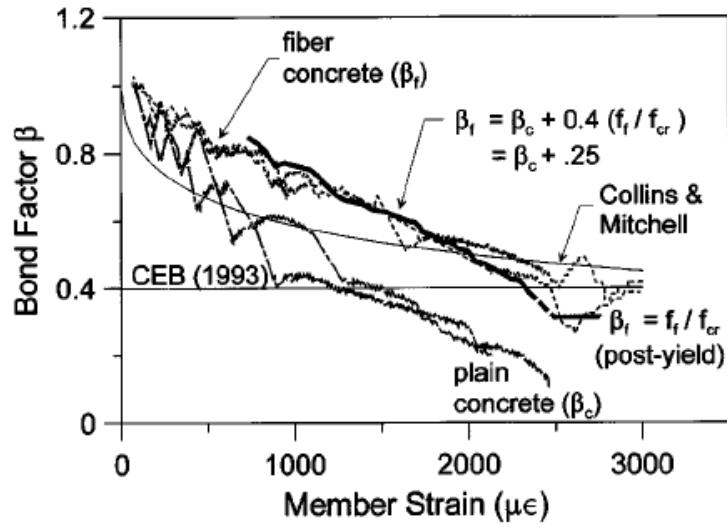


Figura 2.16: Curvas tensión–deformación, Bischoff (2003).

Por lo tanto, considerando sólo el resultado obtenido por Abrishami & Mitchell, se definió la siguiente relación para la capacidad residual en función de la cuantía de fibras.

$$f_{RE} = 0.95 Vf(\%) (MPa) \tag{2.3.17}$$

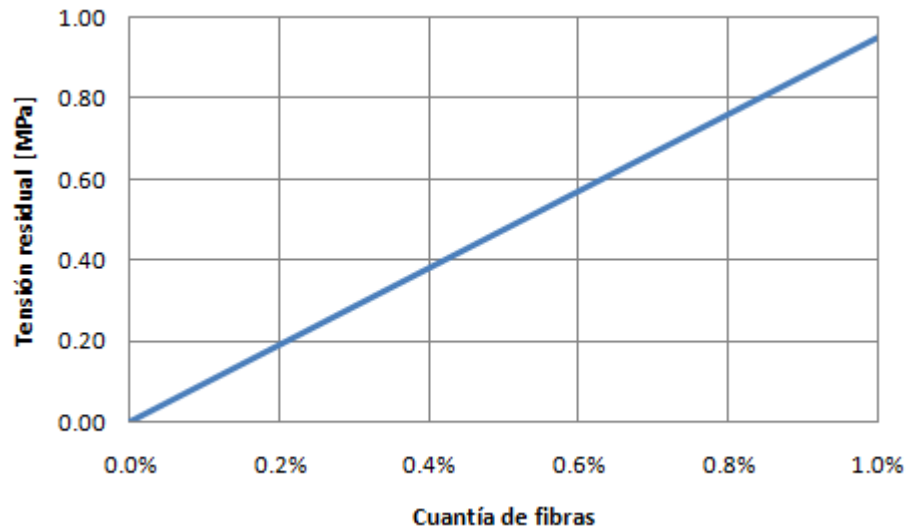


Figura 2.17: Tensión residual versus cuantía de fibras.

Por otro lado, Belarbi & Hsu en su trabajo se basaron en una distribución de tensiones variable en el acero de refuerzo entre fisuras del hormigón (Figura 2.18), a partir de lo cual llegaron a la calibración del parámetro β como 0.4. Abrishami & Mitchell sin embargo, no se basaron en una distribución de este estilo, por lo cual no necesariamente el nuevo ajuste del parámetro β será 0.4 para una cuantía de fibras de 0%, por lo tanto no es necesario limitar los resultados a este valor.

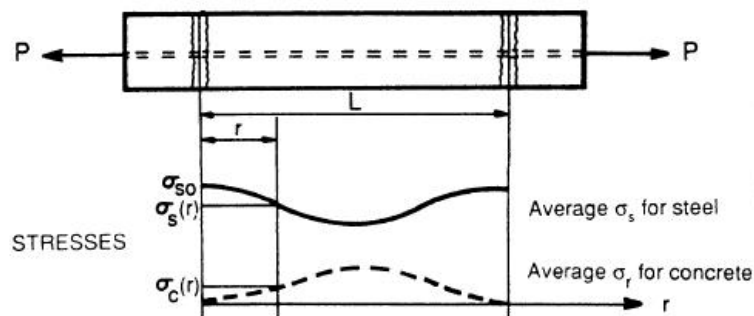


Figura 2.18: Distribución de tensiones entre fisuras, Belarbi & Hsu (1994).

Los resultados de la calibración mostraron que para una cuantía nula de fibras, β tomaba un valor muy grande (es decir, un descenso rápido luego del peak). Un ajuste manual mostró que basta con tomar un valor de 1 para obtener un descenso bastante rápido posterior a la máxima capacidad, por lo que se utilizó este valor como límite superior para β .

La figura 2.19 ilustra el tipo de curvas obtenidas a partir de esta calibración.

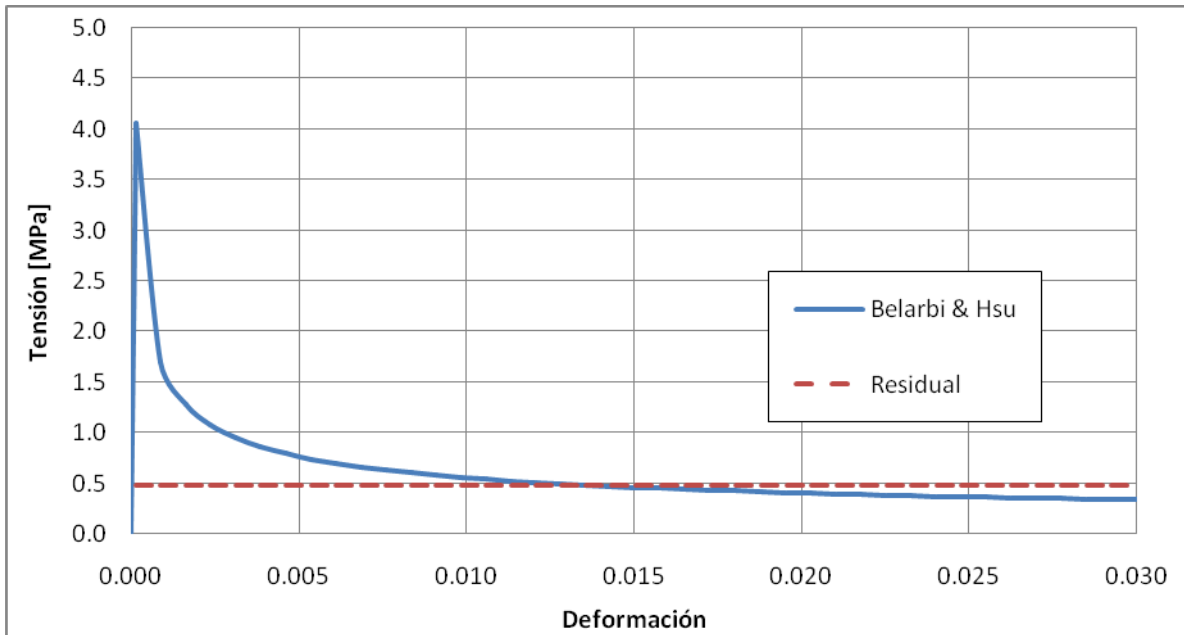


Figura 2.19: Ejemplo curva SFRC, $f_{ff} = 4.06$ MPa, $V_f = 0.5\%$, $f_{RE} = 0.48$ MPa, $\beta = 0.46$.

En este caso, el ajuste de las curvas se hizo de tal forma de minimizar la diferencia entre la ecuación 2.3.2 (modelo de Belarbi & Hsu) y la ecuación 2.3.17 (tensión residual), para valores de deformación entre la asociada al peak de tensión y 0.03, dándole una mayor ponderación a los valores de deformación mayores a 0.005 (esto se hizo con el único fin de que la curva definida por 2.3.2 fuese convergiendo hacia la tensión residual calculada según 2.3.17).

Puede observarse que el ajuste no es tan bueno como en el caso de la curva de compresión, y que la tensión siempre se sobreestima en la primera parte de la curva luego del descenso y hacia el final se subestima, sin embargo, se dio preferencia a la zona de grandes deformaciones, la que mostró tener mayor influencia en los resultados del modelo. Tal vez hubiese sido preferible utilizar un modelo distinto al de Belarbi & Hsu, pero se prefirió hacer el mejor ajuste posible de modo de no tener que cambiar la forma de la curva en el código del modelo ya programado.

2.4. Acero de refuerzo longitudinal y transversal

La ley constitutiva utilizada para el acero de refuerzo corresponde a la de Menegotto & Pinto (1973), ilustrada en la figura 2.20, utilizada por Massone et al. (2006). La relación tiene la forma de una transición curva entre dos asíntotas rectas: una con pendiente E_0 (módulo de elasticidad) y otra con una pendiente $E_1 = b E_0$. La curvatura de la transición está definida por un parámetro R , cuya degradación cíclica permite representar el efecto Bauschinger. El presente modelo no incorpora el comportamiento cíclico del material y además, la calibración realizada por Belarbi & Hsu para barras de acero en hormigón armado tradicional, sugiere que la tensión y deformación de fluencia efectiva corresponden a un 91% de los valores nominales de estos parámetros. Sin embargo, como en la calibración de la curva del hormigón se consideró una propuesta distinta a la de Belarbi & Hsu, la curva del acero se considerará independiente del hormigón, tomando R_0 su valor límite de 25 y la fluencia efectiva del acero su valor nominal, lo cual difiere de la formulación original de Belarbi & Hsu (1994), en que el parámetro R_0 de la curva monotónica queda definido por las siguientes expresiones.

$$R_0 = \frac{1}{9B - 0.2} \leq 25 \quad (2.4.1)$$

$$B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{tf}}{fy} \right)^{1.5} \quad (2.4.2)$$

En que ρ corresponde a la cuantía de armadura, f_{tf} es la capacidad a tracción y fy la tensión de fluencia de las barras.

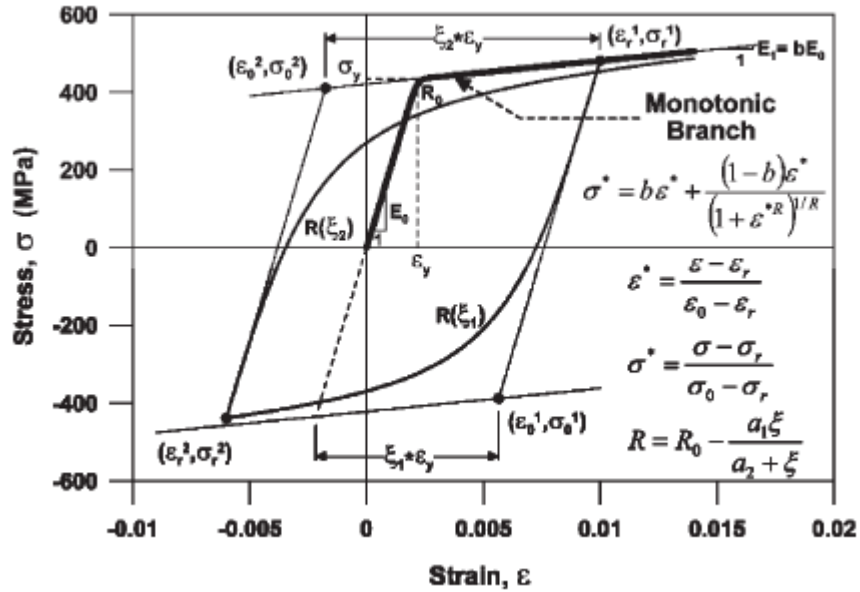


Figura 2.20: Ley constitutiva del acero (rama monótonica).

El acero de compresión requiere un trato diferente. En este caso, en particular en los ensayos de flexión, en los que no se cuenta con estribos en la zona central, las barras de compresión podrían no ser capaces de alcanzar la tensión de fluencia antes de pandearse.

Se determinó la tensión crítica de pandeo elástico de acuerdo a la siguiente expresión. Esta expresión asume un comportamiento lineal y elástico de una barra sin imperfecciones hasta el pandeo.

$$f_{CR} = \frac{\pi^2 E I}{(k L)^2 A} \quad (2.4.3)$$

En que E corresponde al módulo de elasticidad, I al momento de inercia de la barra, $k L$ a la longitud efectiva de pandeo y A al área de la sección transversal. En este caso, la condición de apoyo de la barra corresponde a un caso intermedio entre apoyo simple y empotrado, por lo que se tomó un valor intermedio de k igual a 0.7, evitando un análisis más profundo y que probablemente no aportara mucha más información.

Si la barra estuviese aislada, la expresión 2.4.3 podría caracterizar la tensión máxima que puede alcanzar la barra antes de pandearse, sin embargo, el recubrimiento de hormigón sobre las barras cumple una función de apoyo para éstas, aumentando la longitud efectiva de pandeo e incrementando la tensión que las barras son capaces de tomar. Con estas consideraciones, una barra podría o no ser capaz de fluir antes de pandearse. Además, luego de que la barra alcance su máxima tensión, la rapidez con que degrade dependerá de su esbeltez (L/d). Cosenza & Prota (2006) realizaron estudios acerca del pandeo de barras, y entre sus resultados destacan curvas tensión-deformación normalizadas para barras con distinto diámetro y esbeltez (Figura 2.21).

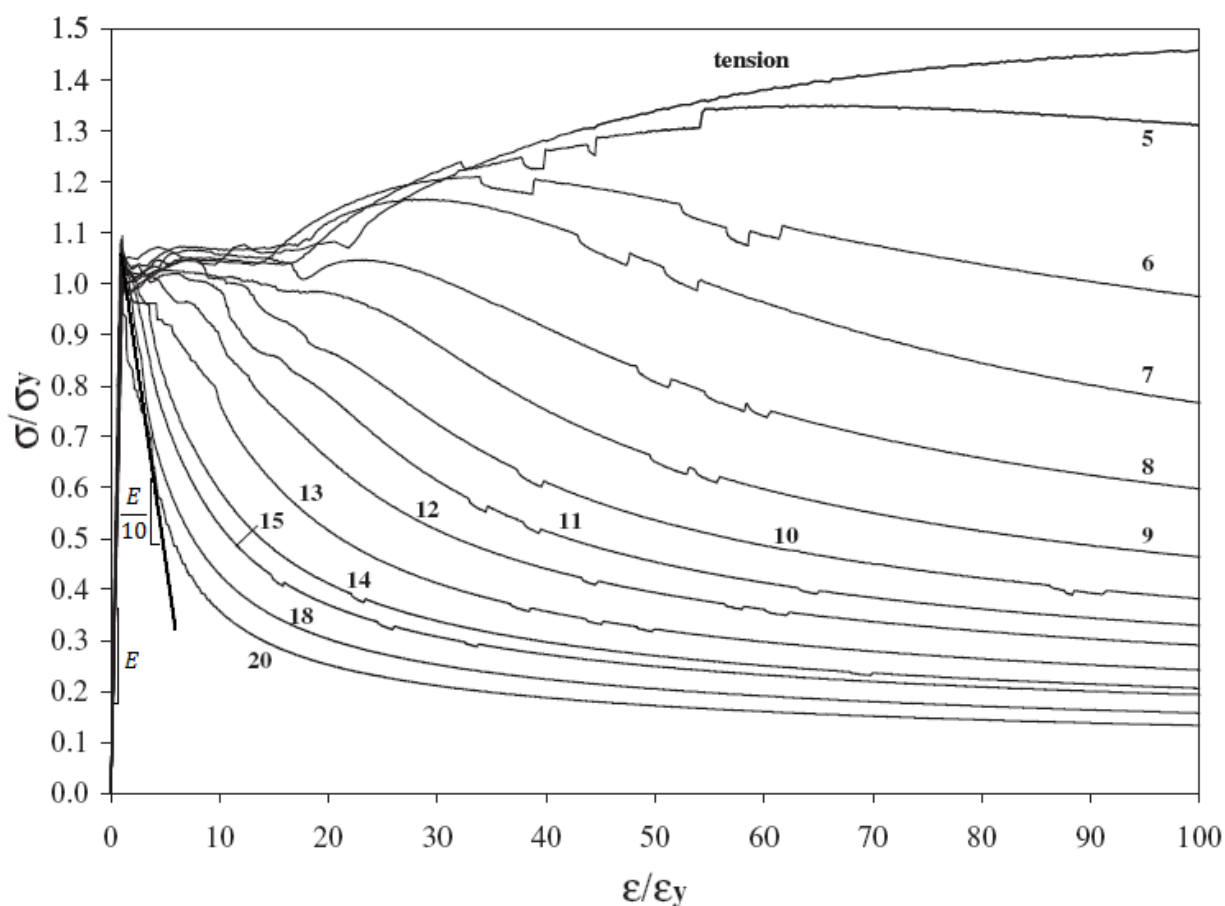


Figura 2.21: Curvas de acero en compresión para distintos valores de (Cosenza & Prota, 2006).

En el caso de las vigas de flexión estudiadas, las barras de compresión tienen un diámetro de 10 mm, y la longitud libre es de 400 mm, lo que entrega una esbeltez de 40, sin considerar el recubrimiento de hormigón. El estudio de Cosenza & Prota muestra

resultados para barras con relación de aspecto de hasta 20, por lo que sería necesario hacer una extrapolación a 40 o hacer estudios adicionales. Para una barra de 12 mm con esbeltez de 20, la zona de degradación del acero luego de alcanzar su máxima tensión queda caracterizada por una pendiente negativa de aproximadamente 10% de la rigidez inicial, por lo tanto, es de esperar que para las barras del presente estudio la degradación sea un poco más rápida. Además, el estudio de Cosenza & Prota fue realizado para barras con doble empotramiento, lo cual hace pensar que el caso intermedio podría alcanzar una tensión menor y tener una degradación más rápida. A falta de mayor información, se realizó un análisis de sensibilidad tanto en tensión de fluencia efectiva, es decir, la máxima tensión que podrían alcanzar las barras antes de pandearse, como en degradación.

El análisis realizado para el pandeo elástico de las barras mostró que en el caso de las vigas de flexión, en que no hay estribos en la zona central, las barras de acero de compresión serían capaces de llegar sólo al 50% de su tensión de fluencia nominal. En presencia de estribos en la zona central, como es el caso de las vigas de corte, las barras de compresión pueden llegar al 95% de su tensión de fluencia nominal.

Como este análisis no considera el efecto del recubrimiento de hormigón, el porcentaje obtenido debería ser un poco mayor, tal vez un valor entre 50 y 100% en el caso de flexión. El estudio de Cosenza y Prota muestra que para barras con relación de aspecto 20, la zona de descenso estaría caracterizada por una pendiente negativa del 10% de la rigidez inicial, por lo que para una relación de aspecto mayor, este porcentaje aumentaría (el descenso sería más rápido). Por lo tanto, la respuesta global se analizó tomando tres valores de tensión de fluencia efectiva (50, 75 y 100% de la fluencia nominal) y dos valores de pendiente en la zona de degradación (-10 y -30% de la rigidez inicial).

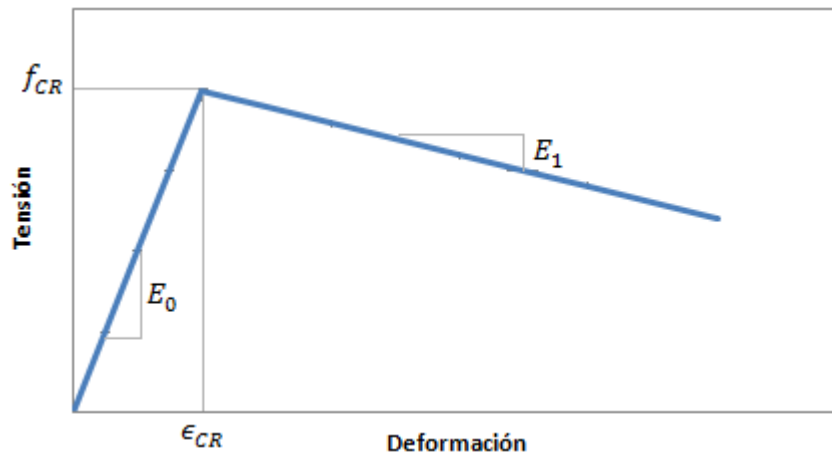


Figura 2.22: Ley constitutiva acero en compresión.

La respuesta global que más se aproxima al resultado experimental corresponde a considerar una fluencia efectiva del 50% del valor nominal (para el caso de flexión) y un descenso con una pendiente negativa del 30% de la rigidez inicial, como muestra la figura 2.22, sin embargo, tomar una fluencia efectiva del 50% podría subestimar demasiado la capacidad de las barras, pues existe recubrimiento de hormigón; y, por otro lado, un valor de la pendiente de descenso de 30% de la rigidez inicial corresponde sólo a una extrapolación de los resultados de Cosenza y Prota, que no tiene una justificación teórica ni experimental para suponer que será de esta magnitud. Por lo tanto, bajo estas consideraciones, los valores adoptados corresponden a una tensión de fluencia del 50% de la nominal en el caso de vigas de flexión, 95% de la fluencia nominal en el caso de las vigas de corte y una zona de degradación lineal con pendiente negativa del 10% de la pendiente de la zona elástica para ambos casos.

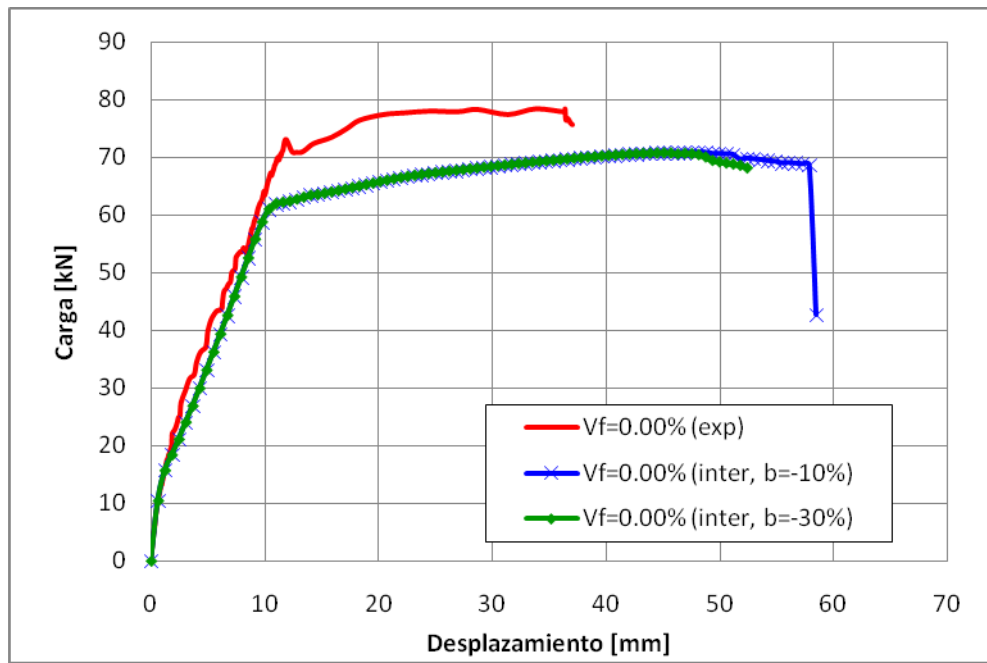


Figura 2.23: Análisis de sensibilidad de degradación del acero en compresión.

CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE INTERACCIÓN

3.1. Modelación

Gracias a la simetría del problema estudiado, se puede modelar la mitad de las vigas, haciendo posible obtener discretizaciones más refinadas, optimizándose el uso de las herramientas computacionales (Figura 3.1). El número de secciones a utilizar (tanto longitudinalmente como en la sección transversal) y las tolerancias, dependen únicamente de la convergencia que presente cada modelo.

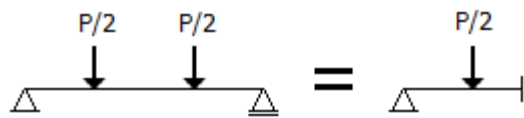


Figura 3.1: Simetría del problema.

3.1.1. Modelo de flexión

El modelo de flexión implementado corresponde a un caso típico de análisis no-lineal y resulta bastante simple. En este caso, la viga analizada se divide en elementos de un largo definido, y cada uno de estos elementos se subdivide en un cierto número de fibras horizontales. Cada fibra es representada sólo por un resorte en la dirección longitudinal de la viga, resultando en elementos con comportamiento uniaxial (Figura 3.2). En el caso de problemas bi-dimensionales, se tienen 3 grados de libertad por nodo (desplazamiento longitudinal, transversal y rotación), los que están asociados a deformaciones unitarias por medio de las funciones de forma del modelo y la hipótesis de Bernoulli (secciones planas permanecen planas). Estas deformaciones unitarias (resorte equivalente uniaxial) actúan sobre el material, en este caso, acero u hormigón, pero como están asociadas a deformaciones a lo largo del eje longitudinal del elemento, no representan deformaciones en los estribos, ni deformaciones de corte, solamente

deformaciones de flexión. Utilizando la ley constitutiva del material (hormigón y acero) se determinan las tensiones, que en conjunto con el área tributaria de las fibras, permiten determinar la resultante de fuerza y momento de la sección transversal. El corte es determinado por equilibrio.

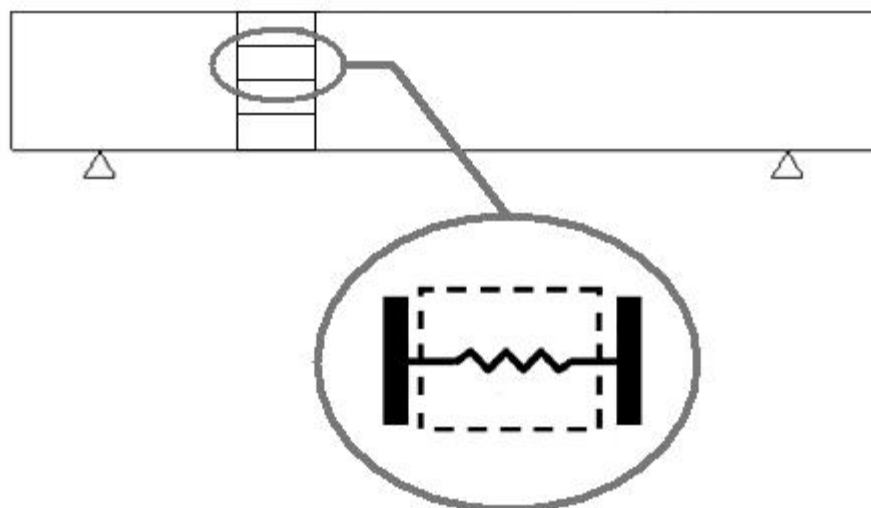


Figura 3.2: Discretización de las vigas.

Para determinar la respuesta analítica del modelo de flexión (al igual que en el de interacción) se aplica un patrón de cargas. En la medida que se aplica un desplazamiento, por ejemplo, al centro de la viga, el resto de los grados de libertad del modelo se desplazan de tal manera de mantener el patrón de cargas hasta que los errores observados sean menores que la tolerancia, y se obtenga la carga que genera tal desplazamiento al centro. Se puede repetir el procedimiento con incrementos de desplazamiento para obtener el diagrama carga versus desplazamiento.

3.1.2. Modelo de interacción

El modelo de interacción corresponde a un modelo de fibras bidimensional, que considera que las rotaciones se concentran en un punto de cada elemento, definido como centro de rotación. En el caso de muros, el centro de rotación se ubica a una altura $c h$ de cada elemento, en que h corresponde a la altura total del elemento y c es

una constante menor que 1. Calibraciones experimentales muestran que el valor de c es aproximadamente 0.4 para el caso de muros esbeltos, sin embargo, al no contar con datos experimentales en el caso de vigas, se asumió que el centro de rotación de los elementos se encuentra a media altura, es decir, un valor de 0.5 para c . El elemento estructural (en este caso vigas) es modelado como una serie de elementos con comportamiento de panel, es decir, elementos representados por un resorte en la dirección axial de la viga y un resorte en la dirección transversal ubicado en el centro de rotación, para incluir el efecto del corte, a diferencia del modelo de flexión que solo considera el comportamiento uniaxial.

La siguiente figura ilustra el tipo de elemento descrito anteriormente.

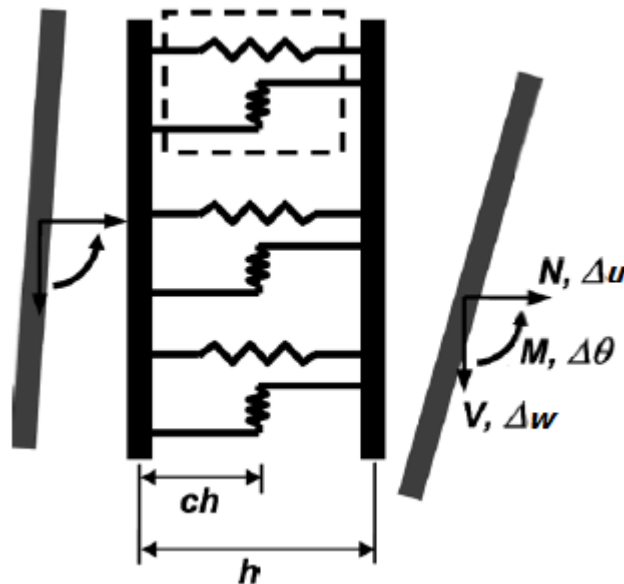


Figura 3.3: Elemento de interacción.

Cada uno de estos subelementos bidimensionales está caracterizado por seis grados de libertad: deformación axial, deformación transversal y giro, al inicio en ambos extremos del elemento. Utilizando la hipótesis de Bernoulli, de que las secciones planas permanecen planas después de la deformación, y suponiendo que la distribución de corte es uniforme en la sección, es posible calcular la distorsión angular (γ_{xy}) y la deformación axial (ϵ_x) en toda la altura, de acuerdo al actual paso del análisis seccional. Luego, cada elemento tiene dos variables de entrada: la deformación axial y la

distorsión por corte, que están dadas por las deformaciones en la sección. La deformación transversal (ϵ_y) es inicialmente estimada para completar el estado de deformaciones, permitiendo calcular el estado tensional a partir de las leyes constitutivas de cada material (SFRC y acero de refuerzo).

Para determinar la deformación transversal, puede utilizarse la hipótesis de σ_y igual a cero e iterar sobre la deformación transversal con cualquier método numérico para llegar al equilibrio. Alternativamente, puede utilizarse una calibración para el valor de la deformación transversal, en cuyo caso no se requiere de una iteración para determinar la tensión, pues ésta se obtiene directamente. Una vez determinado por completo el estado de deformaciones, puede determinarse el estado tensional y proseguir hacia la siguiente sección, repitiendo el análisis. La siguiente figura ilustra el procedimiento descrito.

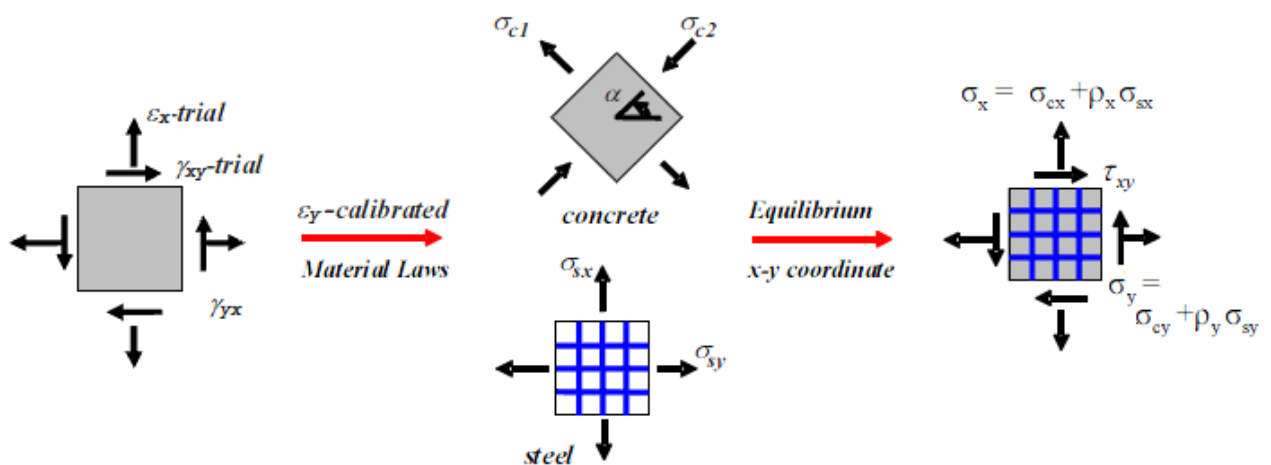


Figura 3.4: Determinación del estado tensional de los elementos (Massone, 2010).

El procedimiento anterior se realiza a través de un control por desplazamientos, de la misma manera que en el modelo de flexión, se impone un desplazamiento en algún punto del elemento, se determina el estado de tensiones y deformaciones a lo largo de toda la viga se obtiene la magnitud de las carga asociada al desplazamiento impuesto y luego se pasa al siguiente incremento de desplazamiento, repitiendo el proceso. En este caso particular, se imponen valores de desplazamiento al centro de la viga y se calculan las fuerzas aplicadas en los puntos correspondientes a cada ensayo.

Como se mencionó anteriormente, el modelo puede trabajar bajo dos hipótesis distintas: que la tensión normal en la dirección transversal σ_y es cero, o suponer un perfil de deformaciones normales en la dirección transversal ϵ_y conocido. La primera hipótesis es consistente con la condición de que a lo largo del elemento no existen cargas aplicadas o reacciones y por ende las tensiones en la cara del elemento son cero. Sin embargo, esta consideración pierde rápidamente validez en la medida que las cargas y reacciones se acercan entre sí de tal manera que alteran los flujos de tensiones. En este caso, tales cargas tienden a restringir la expansión de la viga, de tal manera que imponer una deformación unitaria conocida en la dirección transversal puede dar mejores resultados. Ambas hipótesis fueron utilizadas, de modo de comparar los resultados obtenidos en distintos tipos de vigas, sin embargo, al no contar con un gran número de datos experimentales en términos del perfil de deformaciones, es decir cómo varía la deformación unitaria transversal (promedio) a lo largo de la viga para distintos niveles de desplazamientos de la viga, se utilizó una calibración realizada para muros en voladizo, asumiendo que la zona de corte de las vigas es similar a estos elementos, como se muestra en la figura a continuación.

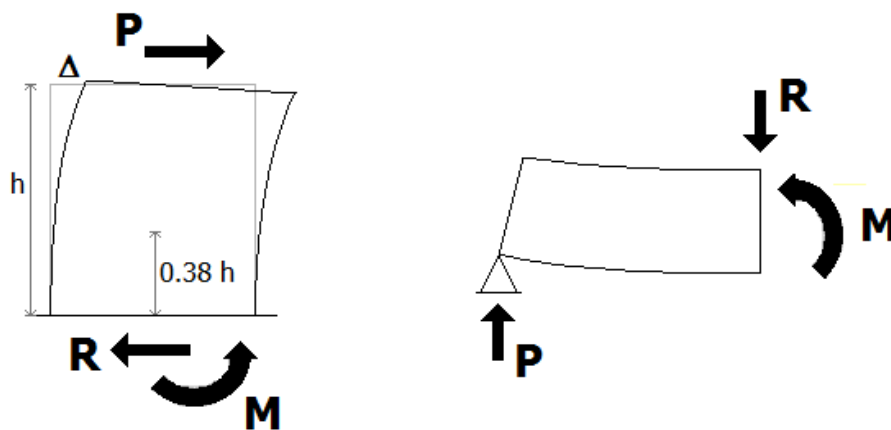


Figura 3.5: Similitud entre zona de corte en viga y muro cantilever.

Massone et al. (2009) calibró un perfil de deformaciones en muros cortos con doble empotramiento a través de una serie de ensayos. Para generalizar el perfil de deformaciones obtenido experimentalmente, Massone (2010) extendió el modelo de interacción mencionado de tal forma de convertirlo en un modelo de elementos finitos bi-dimensional. En este caso, el modelo no requería de una hipótesis adicional, y por

ende permitió calibrar analíticamente una función para la deformación (expansión) unitaria media a lo largo de muros (cortos) tanto en voladizo como con doble empotramiento en función de propiedades de los muros y el nivel de deformaciones laterales. Con los datos recolectados, concluyó que la deformación transversal máxima se ubica a una distancia de $0.38 h$ desde la base, siendo h la altura del muro.

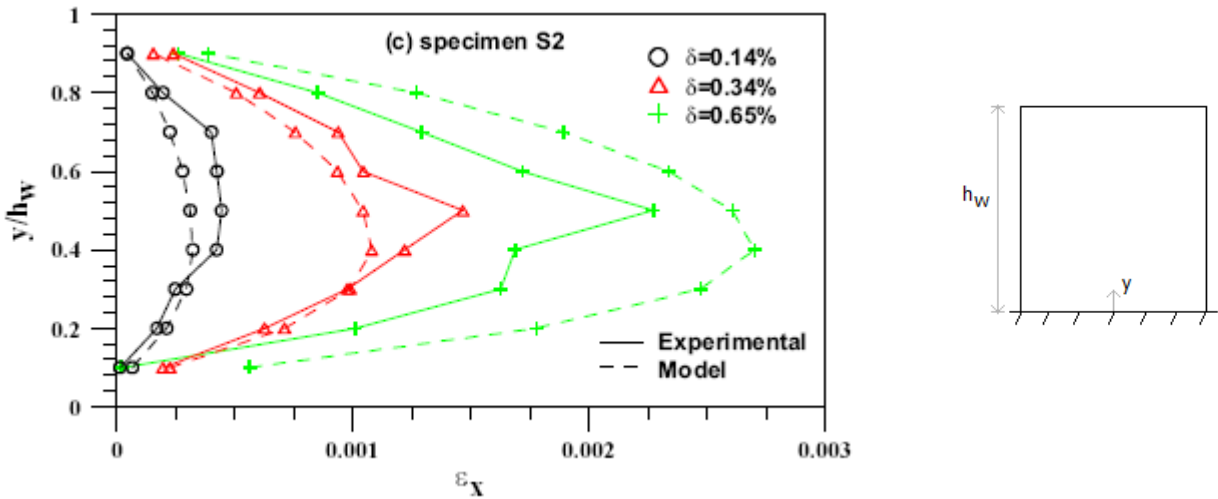


Figura 3.6: Perfiles de deformación transversal en muros cantilever (Massone, 2010).

Massone estudió la variación de la deformación transversal máxima en función de la deriva entre la base y el punto de aplicación de carga $\delta = \Delta/h$ y la cuantía de refuerzo transversal ρ_V . En su estudio, determinó que la variación de la deformación máxima tiene la siguiente forma.

$$\epsilon_{xMáx} = 0.0055 (100 \rho_V + 0.25)^{-0.44} (100 \delta)^{1.4} \quad (3.1.2.3)$$

Además, propone que la forma del perfil de deformaciones queda definido por las ecuaciones 3.1.2.4 y 3.1.2.5.

$$\epsilon_x = \epsilon_{xMáx} \sin^{0.75} \left(\frac{y}{0.76 h_w} \pi \right) \quad 0 \leq y \leq 0.38 h_w \quad (3.1.2.4)$$

$$\epsilon_x = \epsilon_{xMáx} \sin^{0.75} \left(\frac{y + 0.24 h_w}{1.24 h_w} \pi \right) \quad 0.38 h_w \leq y \leq h_w \quad (3.1.2.5)$$

En que h_w e y corresponden a la altura del muro y la coordenada vertical (Figura 3.6).

En el caso de vigas, la deriva δ se considerando como "altura" h a la longitud entre el apoyo y el punto de aplicación de la carga, a , y considerando el desplazamiento Δ medido bajo el punto de aplicación de la carga, de forma que la deriva corresponde a Δ/a (Figura 3.7).

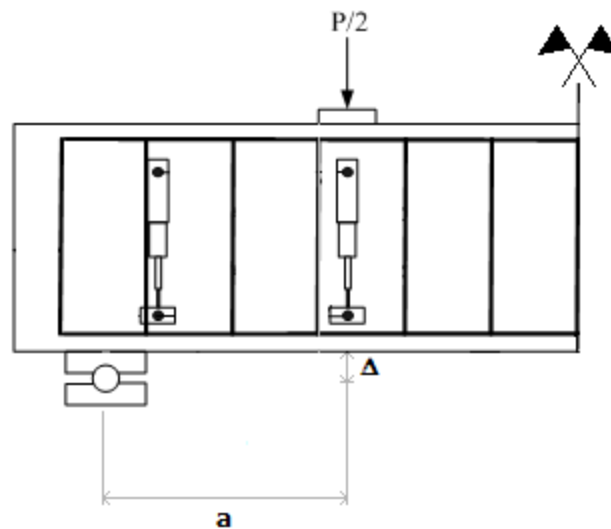


Figura 3.7: Longitud de corte en vigas.

Debido a la falta de datos experimentales en términos de deformación, es imposible obtener una calibración mejor para el perfil de deformaciones transversales a lo largo de la viga. En el caso de las vigas de flexión, no se incluyó ningún dispositivo para medir deformaciones a lo largo del elemento. Sin embargo, en las vigas de corte se incluyeron dos dispositivos LVDT para medir deformaciones transversales bajo la carga y en la zona cercana al apoyo.

La expresión 3.1.2.3 fue calibrada para valores de δ que no van más allá del 1%. En el caso de los ensayos de vigas esbeltas, experimentalmente se registraron valores de deriva que van más allá del 4%, en que no necesariamente las deformaciones transversales siguen creciendo como lo podría predecir esta ecuación. Lo que se

espera es que esta expresión sea válida sólo para desplazamientos pequeños, y luego tienda a sobreestimar los valores de deformación experimentales.

En la zona de corte de las vigas se considera el perfil de deformaciones descrito por las ecuaciones 3.1.2.4 y 3.1.2.5, que tienen un máximo descrito por la ecuación 3.1.2.3. El perfil de deformaciones asume como simplificación que todas las fibras de la sección en estudio tienen la misma deformación unitaria transversal, lo que es consistente con la formulación donde analíticamente se estimó esta deformación media a lo largo de muros cortos (Massone, 2010). En la zona central de las vigas, dada la falta de datos experimentales, se supuso un perfil de deformaciones transversales igual a cero, ya que esta zona queda controlada por la flexión y tiene esfuerzo de corte nulo. De igual forma, las deformaciones transversales son nulas en las zonas en que se ubican las placas de carga y apoyo, por lo que el perfil se desarrolla en un largo menor que a . Bajo estas consideraciones, la siguiente figura ilustra el tipo de perfil de deformaciones transversales utilizados.

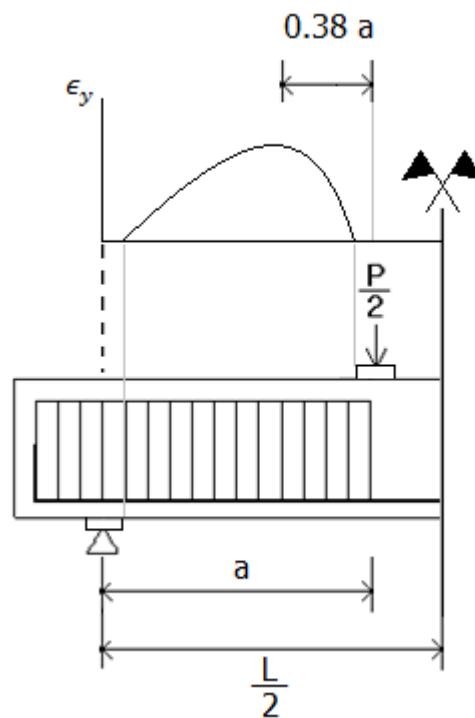


Figura 3.8: Forma de los perfiles de deformación transversal utilizados.

Como se mencionó la ecuación calibrada para muros considera el efecto de la armadura de corte. En el caso del SFRC, la cuantía de refuerzo transversal necesaria para evaluar la expresión 3.1.2.3, no queda determinada sólo por el área de estribos, sino que además existe una contribución producto de las fibras, lo que se estudia en la sección siguiente.

3.1.2.1. Influencia de las fibras en la cuantía de refuerzo transversal

El impacto de la cuantía de fibras en la cuantía de refuerzo transversal depende de la orientación que tengan las fibras dentro de la matriz de hormigón. Una fibra libre dentro de la matriz de hormigón no tiene limitaciones de borde y puede tomar cualquier orientación en el espacio. De acuerdo a Dupont & Vandewalle (2005), si se consideran todas las orientaciones posibles que una fibra puede tomar, los extremos de ésta describen una superficie esférica. La contribución de una fibra en una dirección θ corresponde a $\cos(\theta) dA$. El diferencial de área dA en la superficie de la esfera se encuentra dado por la siguiente expresión.

$$dA = \pi \frac{l_f^2}{2} \sin(\theta) d\theta \quad (3.1.2.1.1)$$

En que l_f corresponde al largo de la fibra.

Integrando la contribución de la fibra sobre la mitad de la esfera y dividiendo por el área de la superficie proyectada de media esfera se obtiene el factor de orientación, de acuerdo al siguiente resultado.

$$\alpha_0 = \frac{\int_0^{\pi/2} \cos(\theta) dA}{2 \pi \left(\frac{l_f}{2}\right)^2} = \frac{\int_0^{\pi/2} \cos(\theta) \sin(\theta) d\theta}{1} = 0.5 \quad (3.1.2.1.2)$$

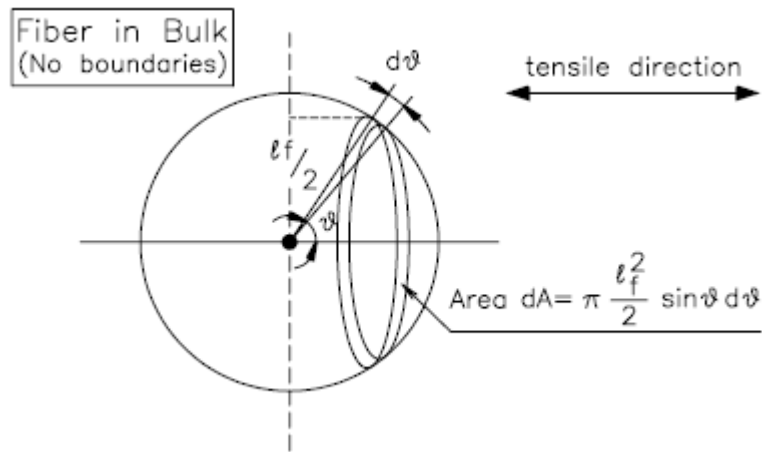


Figura 3.9: Orientación de las fibras dentro del hormigón (Dupont & Vandewalle, 2005).

Por lo tanto, la cuantía total de refuerzo transversal queda dada por la siguiente expresión.

$$\rho_v = \frac{A_v}{b s} + \alpha_0 V_f \quad (3.1.2.1.3)$$

En que A_v corresponde al área de un estribo en la dirección de corte, b al ancho de la viga y s al espaciamiento entre estribos.

3.2. Análisis de sensibilidad y calibraciones

Se analizó la influencia de distintos parámetros en la respuesta global del modelo. En primer lugar, se estudió la influencia de la curva de tracción del hormigón en la respuesta carga–desplazamiento, lo que se observa en la Fig. 3.10. Para efectos de análisis se eligió las propiedades de la viga HC-000- ϕ 16, que corresponde a una viga de hormigón de alta resistencia, con una cuantía nula de fibras de acero y barras de refuerzo longitudinal de 16 mm (la nomenclatura de los ensayos se incluye más adelante en este trabajo), para la comparación. Esto se estudió puesto que la selección del valor residual de la capacidad a tracción del hormigón quedó supeditada a una cantidad de ensayos limitados obtenidos de la literatura.

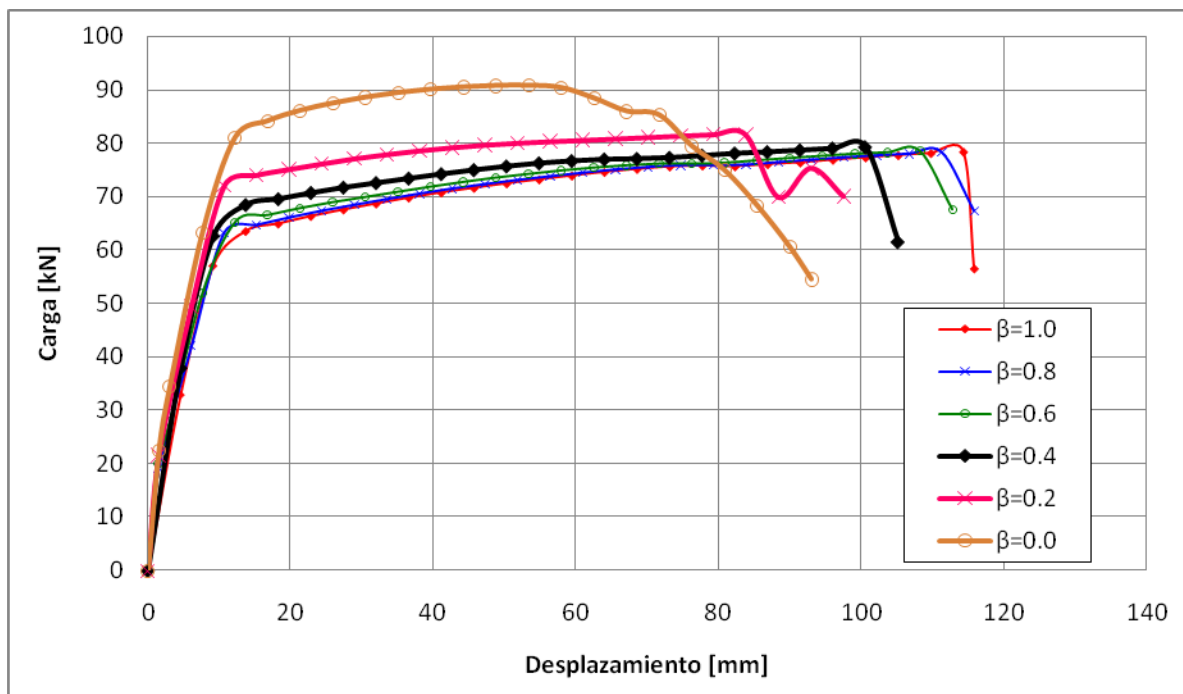


Figura 3.10: Sensibilidad hormigón en tracción.

Puede verse que la curva de tracción del hormigón (en particular el parámetro β , responsable de la degradación) influye tanto en capacidad como en ductilidad. Para valores entre 0.6 y 1.0, la influencia resulta menor, sin embargo, entre 0.4 y 0.0, a medida que β disminuye (es decir, la degradación de la capacidad en tracción es más lenta con la deformación), la capacidad en la respuesta global aumenta, mientras que la ductilidad disminuye. Los resultados de la calibración realizada van desde 1.0 (para un hormigón sin fibras) y llegan rápidamente a valores cercanos a 0.4 (para cuantías cercanas al 0.5% en volumen), por lo tanto, la calibración realizada tendría un alto impacto en capacidad, mientras que la pérdida de ductilidad registrada en este análisis sería compensada por la variación en otros parámetros, por ejemplo, la curva de compresión.

Se analizó también la influencia de la pendiente de la zona de endurecimiento del acero en tracción, posterior a la fluencia (determinado por la relación de módulos de elasticidad, denominada como b). En principio, al no tener datos experimentales de curvas tensión-deformación para el acero, se asumió un valor de deformación máxima y conocidas la rigidez inicial, tensión de fluencia y tensión de rotura, se calculó la

relación de módulos. Sin embargo, en algunos casos, la pendiente post fluencia de la curva de respuesta global no coincidía con la de los ensayos, lo cual llevó a buscar otra estimación del comportamiento post fluencia del acero. La figura 3.11 ilustra el análisis realizado.

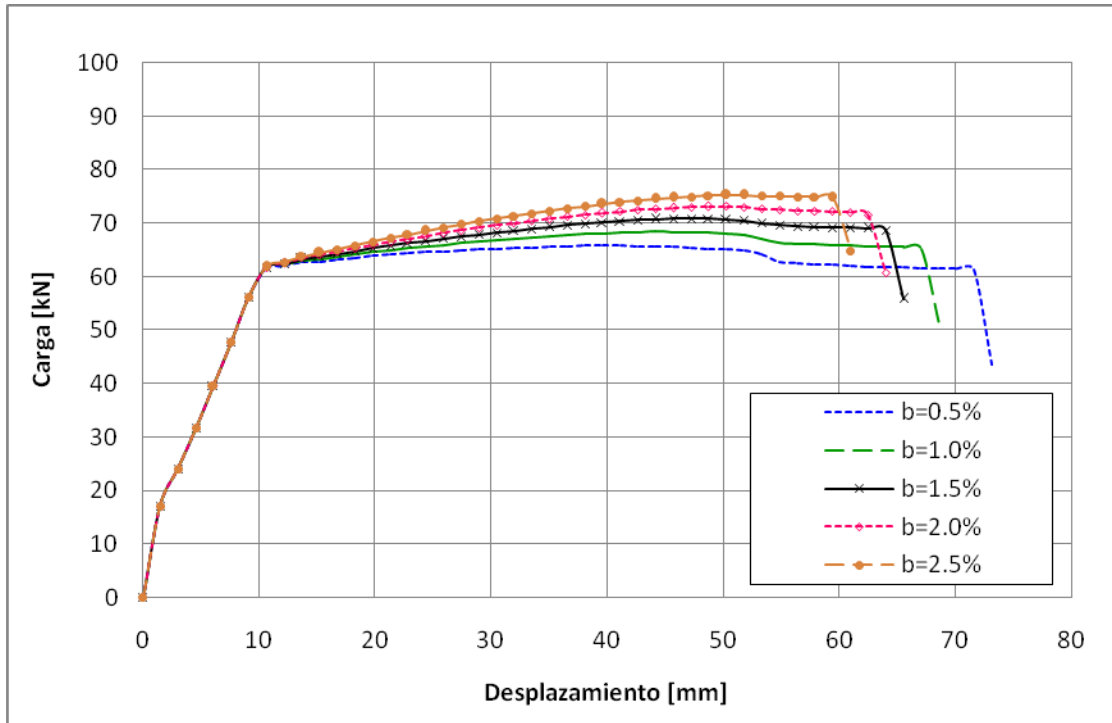


Figura 3.11: Sensibilidad acero en tracción.

Puede apreciarse que el aumento de la rigidez del acero en la zona post fluencia tiene el mismo efecto en la curva global, lo cual es de esperar, puesto que la respuesta queda controlada prácticamente por el acero. Sin embargo, la zona post fluencia en la curva experimental no queda caracterizada por una pendiente única, sino que sufre variaciones a medida que los desplazamientos se incrementan, lo cual no puede modelarse mediante la curva (prácticamente) bi-lineal elegida, por lo que debe elegirse un valor único para representar la zona de endurecimiento. En este caso, el valor extremo $b = 0.5\%$ corresponde a una pendiente muy baja comparada con lo observado experimentalmente. Valores más altos de b se aproximan más a la respuesta experimental, pero al tomar valores muy altos, el acero en tracción alcanza niveles de tensión que están por sobre el nivel de rotura reportado, por lo cual no sería realista. Se optó por tomar un valor intermedio de $b = 1.5\%$ que es capaz de representar con cierto

nivel de precisión el comportamiento real observado y es consistente con los niveles de tensiones máximas conocidas del acero de los ensayos.

Otro análisis de sensibilidad realizado corresponde a la discretización de las vigas. Considerando la simetría de los ensayos, se modeló sólo la mitad de cada viga, considerando una condición de apoyo al centro que restringiera sólo la rotación; luego, el segmento de viga se dividió en 8 secciones y cada sección en 8 fibras (elementos tipo panel). La malla se refinó para analizar la convergencia del modelo dividiéndola en dos cada vez, es decir, se comenzó por un modelo de 8x8, luego 16x16 y 32x32 elementos. Los resultados obtenidos de estas discretizaciones se muestran en la siguiente figura.

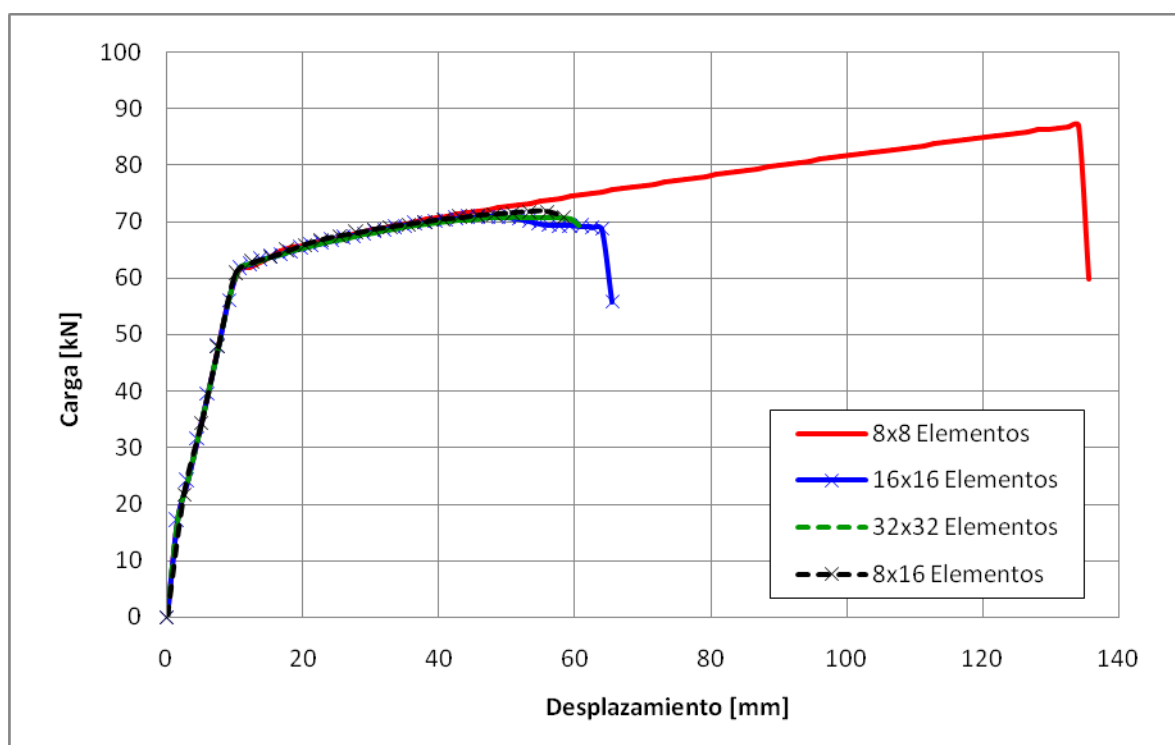


Figura 3.12: Sensibilidad discretización.

Como puede apreciarse, la discretización en 32x32 elementos entrega un resultado muy similar a la de 16x16, y sólo se separan después de que se observa degradación. Un análisis posterior mostró que la respuesta del modelo de 16 elementos por 16 fibras no difiere mucho de una discretización de 8 elementos por 16 fibras, por lo que se decidió utilizar esta última forma de discretizar los elementos.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN

4.1. Descripción de los ensayos

Doce vigas de hormigón fueron construidas y ensayadas bajo hasta la falla en la Universidad de Oklahoma, para evaluar la influencia de la cuantía de fibras V_f , cuantía de refuerzo longitudinal ρ , y resistencia a la compresión del hormigón f_c' en la capacidad a flexión. Todas las vigas se montaron sobre apoyos simples y fueron cargadas con dos cargas concentradas iguales utilizando una viga metálica de distribución.

Todas las vigas fueron simplemente armadas y con la misma sección transversal de 125 por 250 mm, con una altura efectiva d de 212 mm y un largo total de 3032 mm. Los apoyos fueron ubicados a 150 mm de ambos bordes, dando una luz de 2732 mm. La relación de aspecto de corte (1166 mm / 212 mm) corresponde a 5.5 para todas las vigas.

La carga fue aplicada en 4 puntos (2 apoyos simples y 2 puntos de carga en el vano) de forma monotonía creciente, según se indica en la figura 4.1, distribuyéndose por medio de una viga rígida soportada sobre placas de 6" (15.2 cm). Las placas de los apoyos simples tenían un ancho de 8" (20.3 cm)

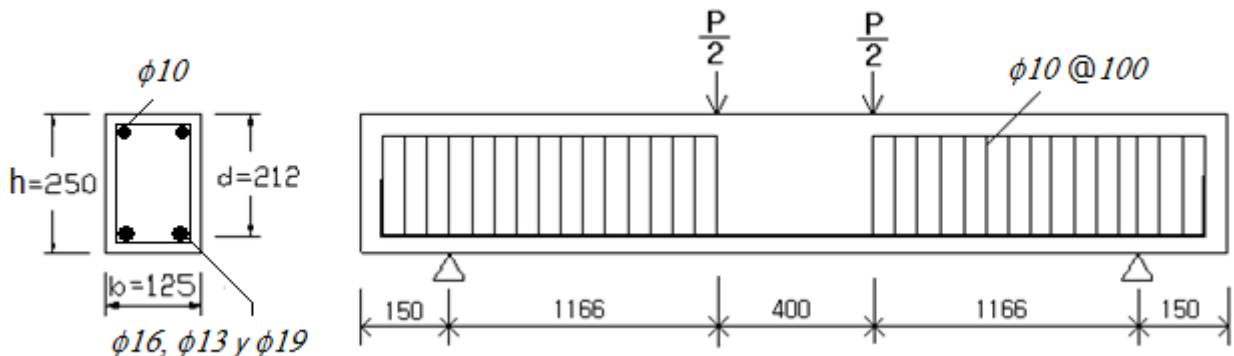


Figura 4.1: Detalle de las vigas ensayadas.

Las primeras seis vigas (HC, “high strength concrete”) fueron construidas con hormigón de una resistencia cilíndrica de 64 MPa, y las otras seis vigas (NC, “normal strength concrete”) con una resistencia de 32 MPa. Ambos grupos de vigas fueron diseñados para estudiar algunas combinaciones de factores de V_f y ρ (Tablas 4.1.1 y 4.1.2). Tres cuantías de fibras (0, 0.5 y 0.75%) fueron investigadas en ambos grupos. Cuantías de refuerzo longitudinal de 1.5 and 2.2% ($\phi 16$ y $\phi 19$) fueron usadas para los ensayos de las vigas HC, y las cuantías de 1 y 1.5% ($\phi 13$ y $\phi 16$) para las vigas NC.

Tabla 4.1.1: Propiedades del hormigón fresco.

Serie	Cuantía volumétrica de fibras	Cantidad de material por unidad de volumen				Relación agua/cemento	Descenso de cono (mm)
	V_f (%)	Cemento (kg/m^3)	Árido fino (kg/m^3)	Árido grueso (kg/m^3)	Súper-plastificante (l/m^3)		
HC-0	0.00	480	560	1060	9.35	0.33	104
FHC-0.5	0.50	480	560	1060	10.50	0.33	96
FHC-0.75	0.75	480	560	1060	12.40	0.33	83
NC-0	0.00	299	704	1098	-	0.62	160
FNC-0.5	0.50	299	704	1098	-	0.62	131
FNC-0.75	0.75	299	704	1098	-	0.62	102

Tabla 4.1.2: Propiedades del hormigón endurecido.

Serie	V_f (%)	f_c' (MPa)	f_{sp} (Mpa)	f_R (Mpa)	E_c (Mpa)
HC-0	0.00	62.6	4.3	8.9	33500
FHC-0.5	0.50	63.9	5.9	10.1	37800
FHC-0.75	0.75	68.6	6.1	10.7	38200
NC-0	0.00	27.9	2.4	6.8	23800
FNC-0.5	0.50	30.8	3.8	7.8	27600
FNC-0.75	0.75	32.6	4.0	8.1	28200

El cemento utilizado corresponde a Portland tipo I de acuerdo a la norma ASTM C 150. El árido grueso corresponde a grava chancada con un tamaño máximo de 19 mm. El árido fino utilizado corresponde a arenas de río, con un módulo de finura de 2.17. La Tabla 4.1.1 contiene las proporciones de la mezcla de ambos tipos de árido. La relación agua/cemento corresponde a 0.33 para las vigas HC y 0.62 las NC. Se utilizaron aditivos súper-plastificantes para reducir la cantidad de agua y obtener mayor resistencia. Los valores obtenidos para ensayos de cilindros (resistencia cilíndrica y a

tracción por hendimiento) y prismas (módulo de rotura) de cada serie se presentan en la Tabla 4.1.2. La resistencia a compresión y a tracción por hendimiento se obtuvieron de cilindros de 100×200 mm.

Las fibras utilizadas fueron de 50 mm de largo y 0.8 mm de diámetro, con gancho en las puntas, de una relación de aspecto de 62.5. La tensión de fluencia nominal de las fibras corresponde a 1079 MPa. Las barras de refuerzo tenían una tensión media de fluencia de 442 MPa y una tensión media de rotura de 638 MPa.

Las propiedades de las vigas ensayadas se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 4.1.3: Resumen de propiedades de las vigas ensayadas.

Serie	Viga	Vf (%)	fc' (MPa)	f _R (Mpa)	f _y (MPa)	ρ
HC-φ16	HC-000-φ16	0.00	62.6	8.9	442	1.50%
	HC-050-φ16	0.50	63.9	10.1	442	1.50%
	HC-075-φ16	0.75	68.6	10.7	442	1.50%
HC-φ19	HC-000-φ19	0.00	62.6	8.9	442	2.20%
	HC-050-φ19	0.50	63.9	10.1	442	2.20%
	HC-075-φ19	0.75	68.6	10.7	442	2.20%
NC-φ13	NC-000-φ13	0.00	27.9	6.8	442	1.00%
	NC-050-φ13	0.50	30.8	7.8	442	1.00%
	NC-075-φ13	0.75	32.6	8.1	442	1.00%
NC-φ16	NC-000-φ16	0.00	27.9	6.8	442	1.50%
	NC-050-φ16	0.50	30.8	7.8	442	1.50%
	NC-075-φ16	0.75	32.6	8.1	442	1.50%

La cuantía de refuerzo transversal (estribos) corresponde a 1.26% en la zona de corte de todas las vigas (sin considerar la contribución de las fibras, descrita en el capítulo anterior).

4.2. Resultados experimentales

Las curvas carga–desplazamiento obtenidas de los ensayos de cada grupo de vigas se presentan a continuación.

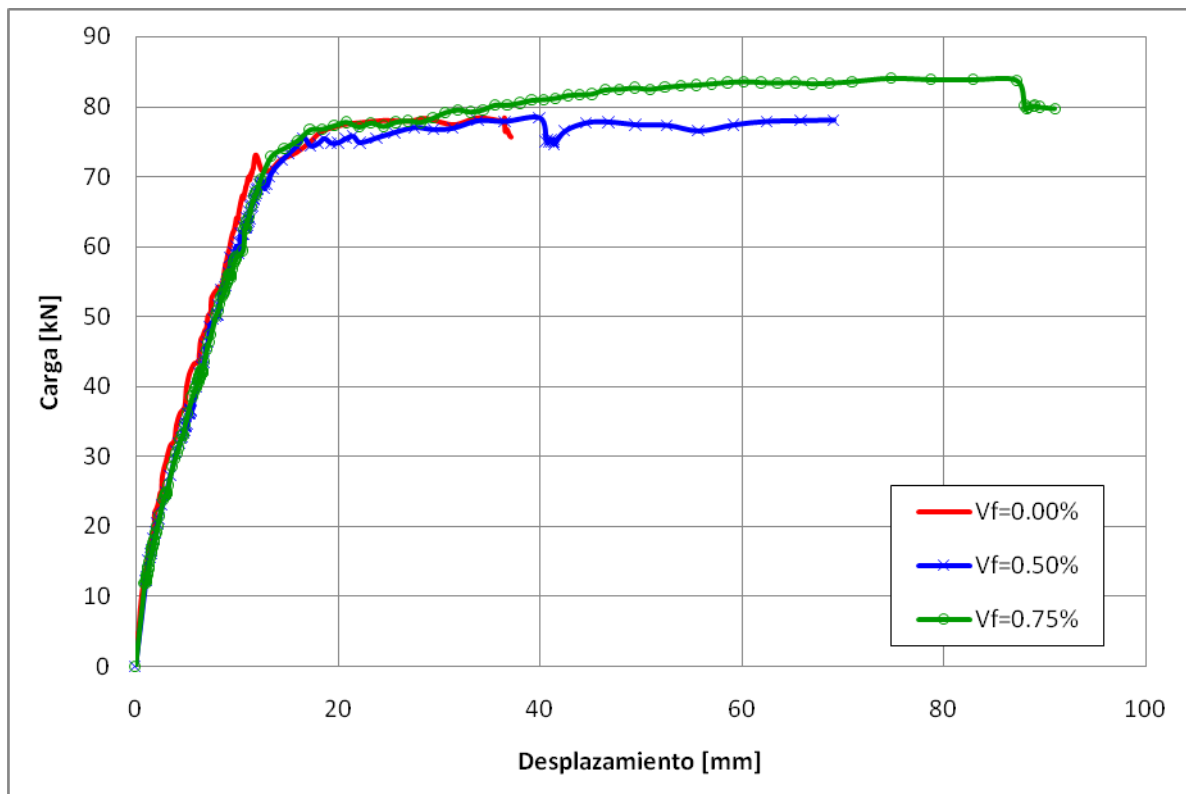


Figura 4.2: Curvas carga vs. desplazamiento, serie HC-φ16.

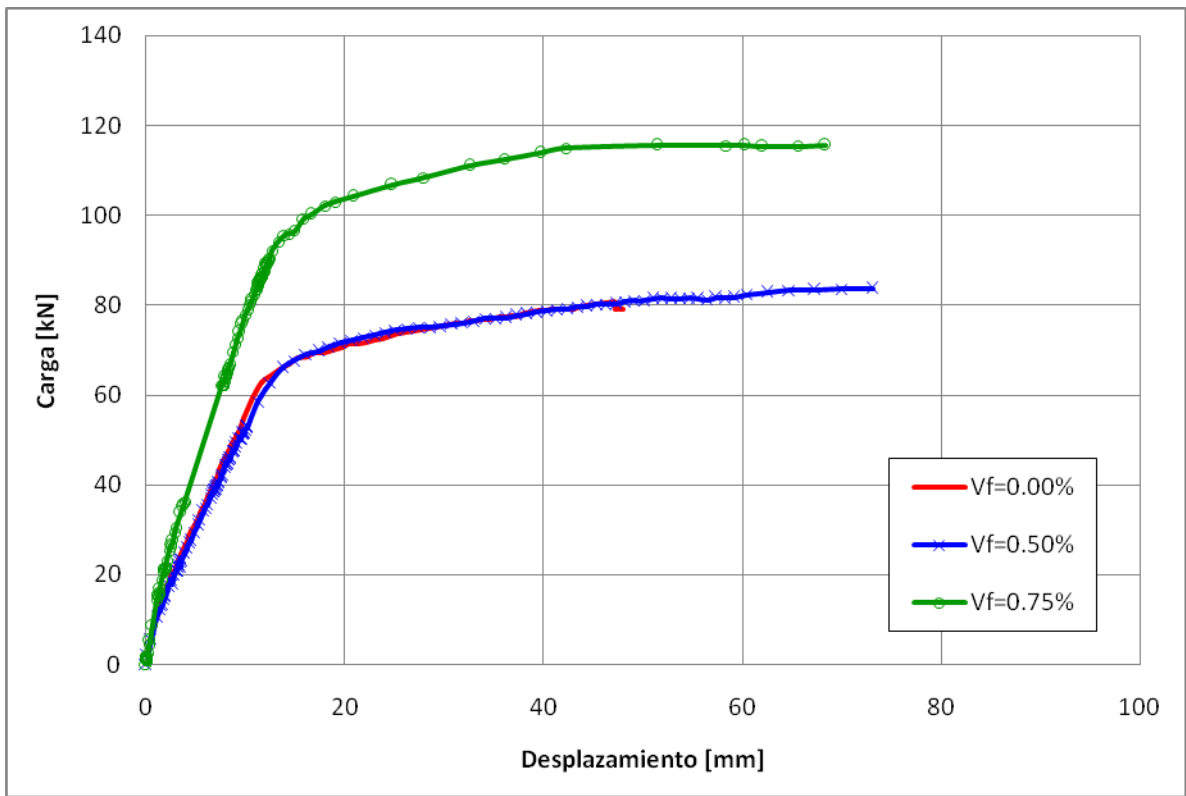


Figura 4.3: Curvas carga vs. desplazamiento, serie HC- ϕ 19.

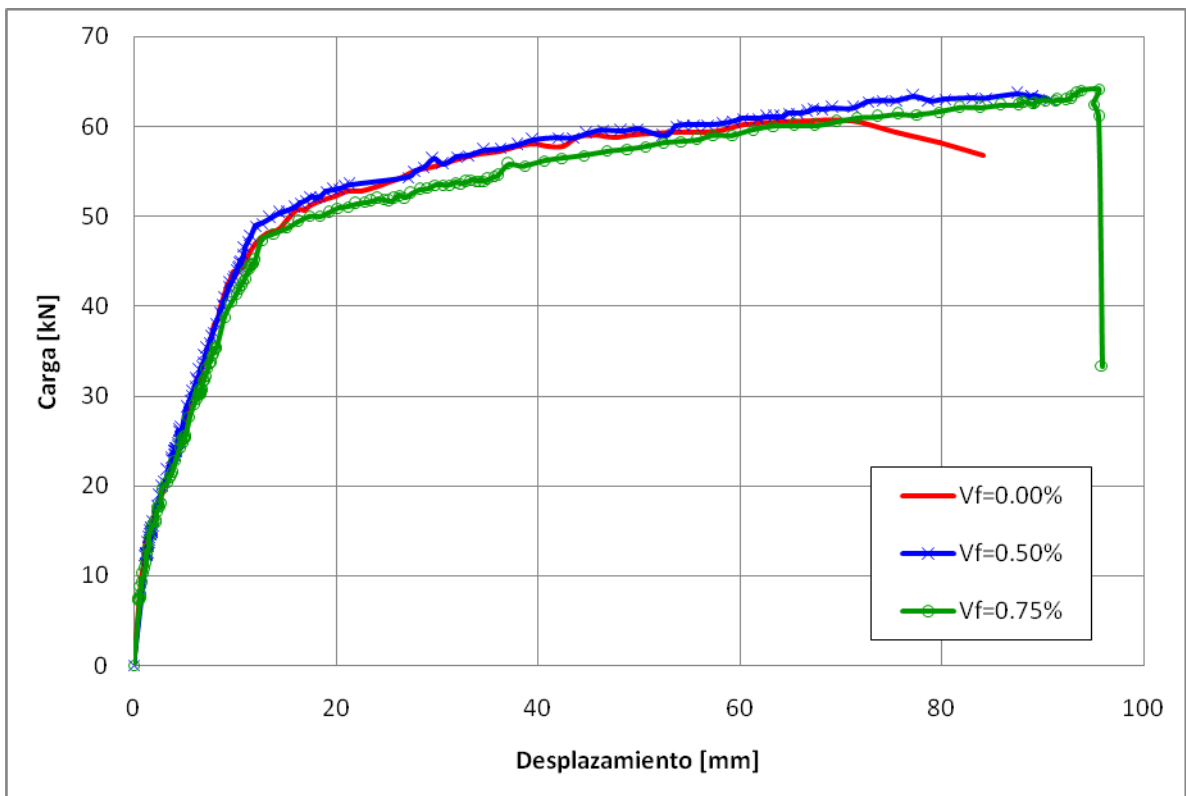


Figura 4.4: Curvas carga vs. desplazamiento, serie NC- ϕ 13.

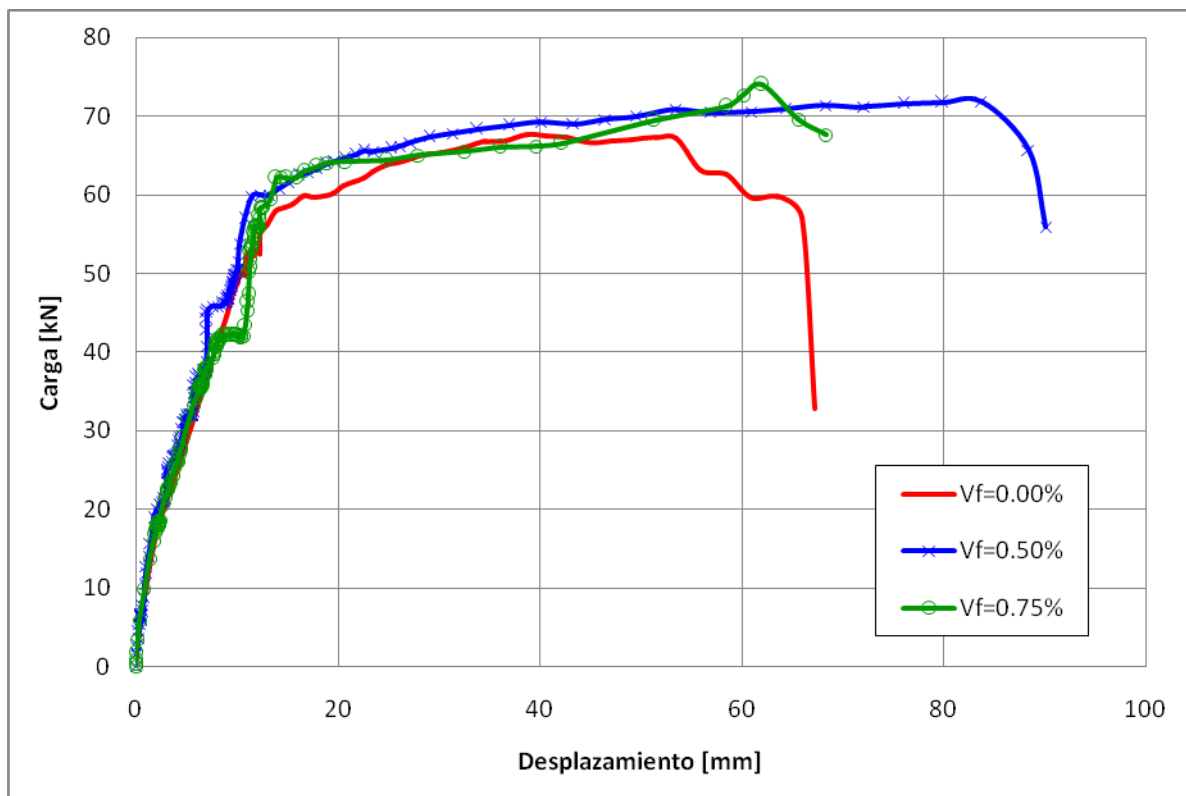


Figura 4.5: Curvas carga vs. desplazamiento, serie NC- ϕ 16.

En la figura 4.2 puede verse que las vigas alcanzan una capacidad cercana a los 80 kN, y que ésta no se ve mayormente afectada por la adición de fibras. Sin embargo, se aprecia un gran incremento en la ductilidad de los elementos, alcanzando flechas máximas cercanas a 40, 70 y 90 mm respectivamente para cada cuantía distinta; como era de esperar, una mayor cuantía implica una mayor capacidad de deformación. En el caso de los especímenes con barras de 19 mm se observa un comportamiento anómalo. Dos de las tres vigas alcanzan una capacidad cercana a los 80 kN, es decir, la misma capacidad que las vigas con barras de 16 mm, lo cual no es esperable, considerando que la carga máxima depende casi exclusivamente de la cuantía de refuerzo longitudinal. La tercera viga sin embargo, es capaz de alcanzar una capacidad mayor, cercana a los 118 kN, llegando a un desplazamiento al centro de 70 mm. Se desconoce si existe un error de construcción o ensayo de dichas probetas.

Para las vigas de hormigón de resistencia normal, la capacidad máxima parece no verse mayormente afectada por la cuantía de fibras, llegando cerca de los 60 kN en el caso de las vigas con barras de 13 mm y 70 kN para las vigas con barras de 16 mm.

Para las primeras, la ductilidad tampoco se ve mayormente influenciada por la cuantía de fibras, lo que puede deberse a que estas vigas ya son bastante dúctiles de por sí, por lo que las fibras tienen un impacto menor. Para las vigas con mayor cuantía de refuerzo a flexión, sí es posible ver un incremento en la ductilidad, pasando de 65 a 90 mm para 0 y 0.5% de fibras. Sin embargo la viga con mayor cuantía de fibras (0.75%) muestra una ductilidad similar a la sin fibras, donde tal vez la cantidad de fibras no fue correctamente distribuida en la matriz de hormigón, perdiéndose la homogeneidad y reduciendo su efecto.

4.3. Comparación con resultados analíticos

En las siguientes figuras se compara la respuesta experimental con la respuesta obtenida a través del modelo de flexión implementado.

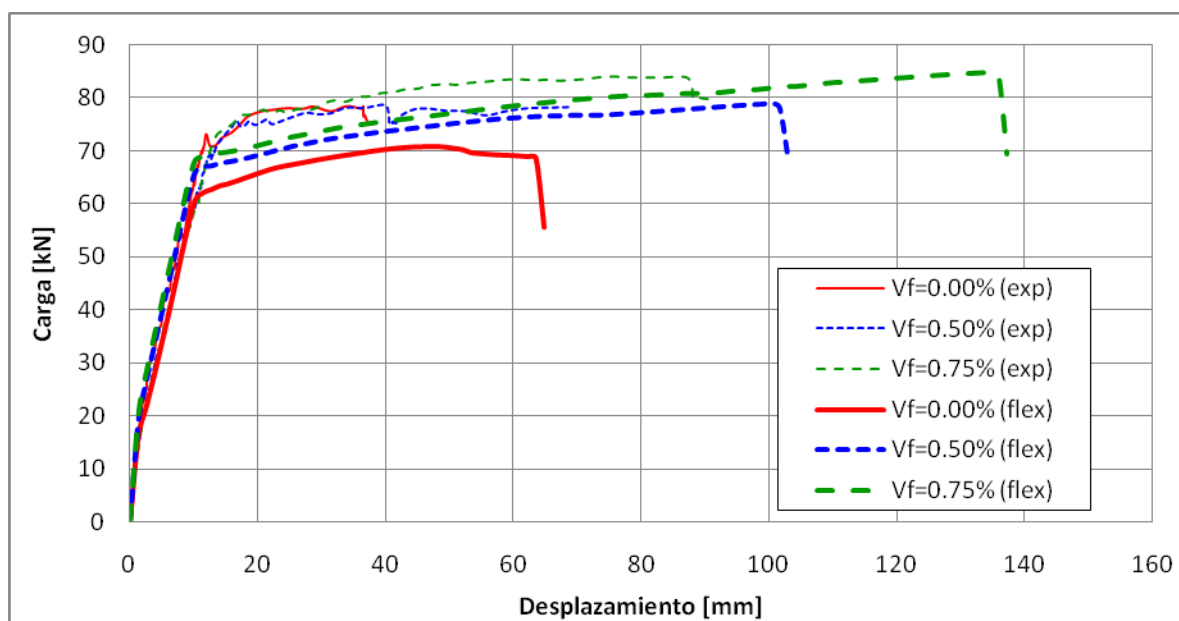


Figura 4.6: Comparación curva experimental vs. modelo de flexión, series HC- ϕ 16.

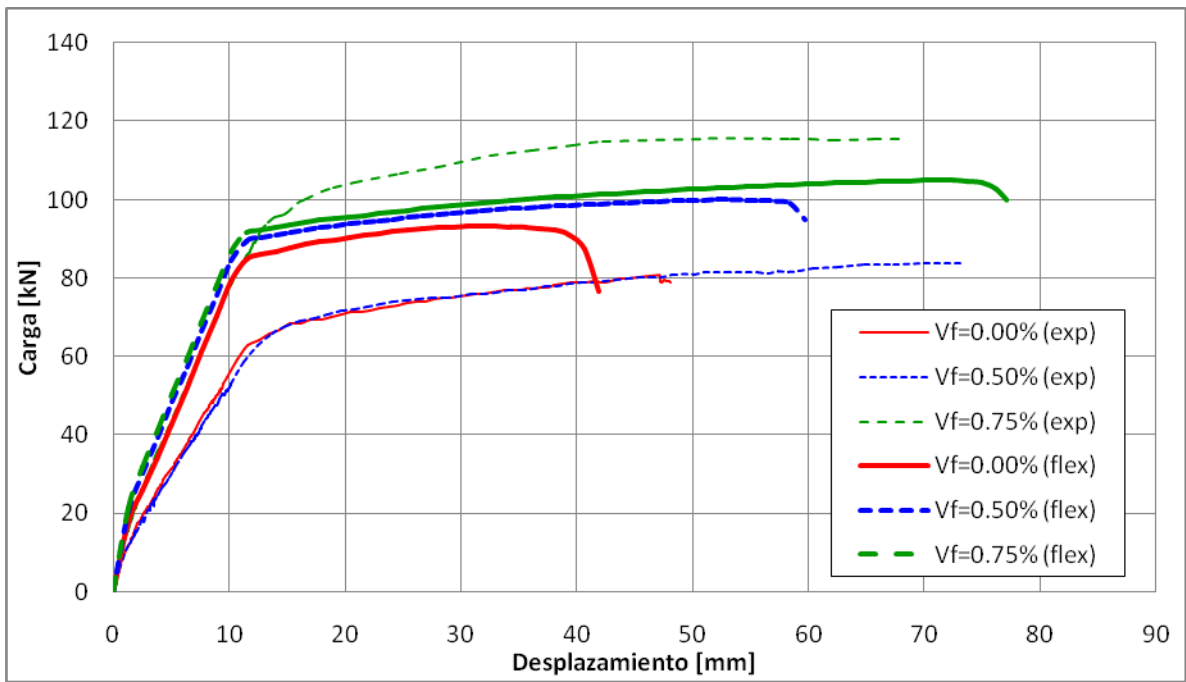


Figura 4.7: Comparación curva experimental vs. modelo de flexión, series HC- ϕ 19.

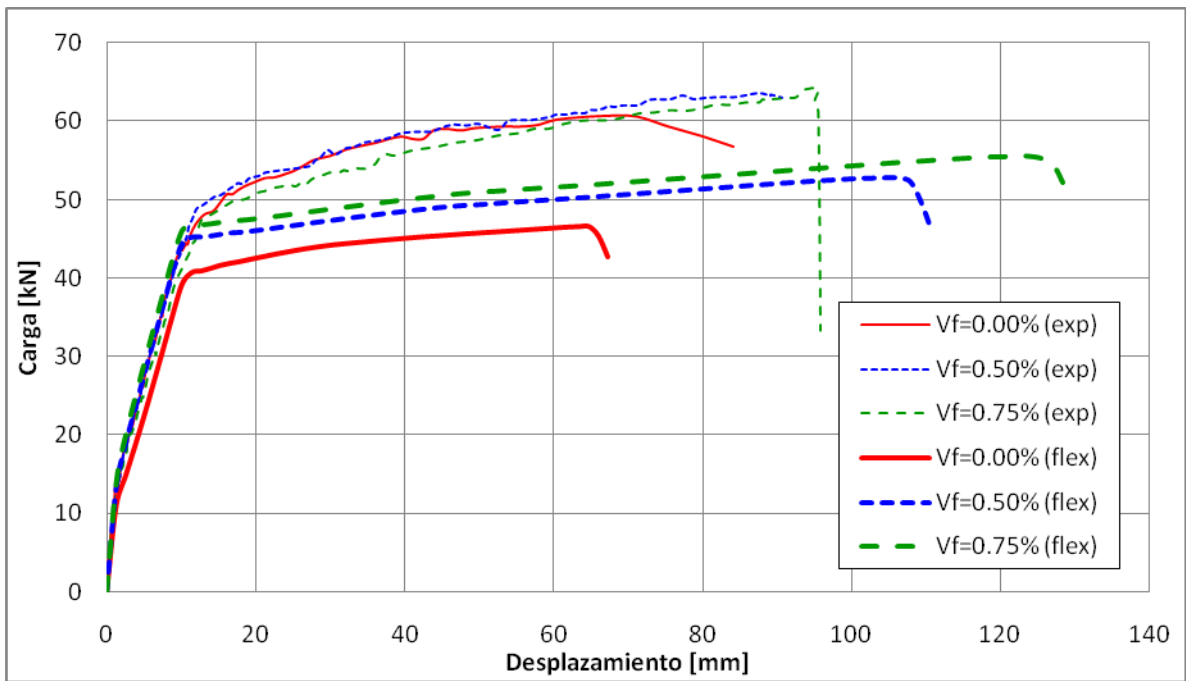


Figura 4.8: Comparación curva experimental vs. modelo de flexión, series NC- ϕ 13.

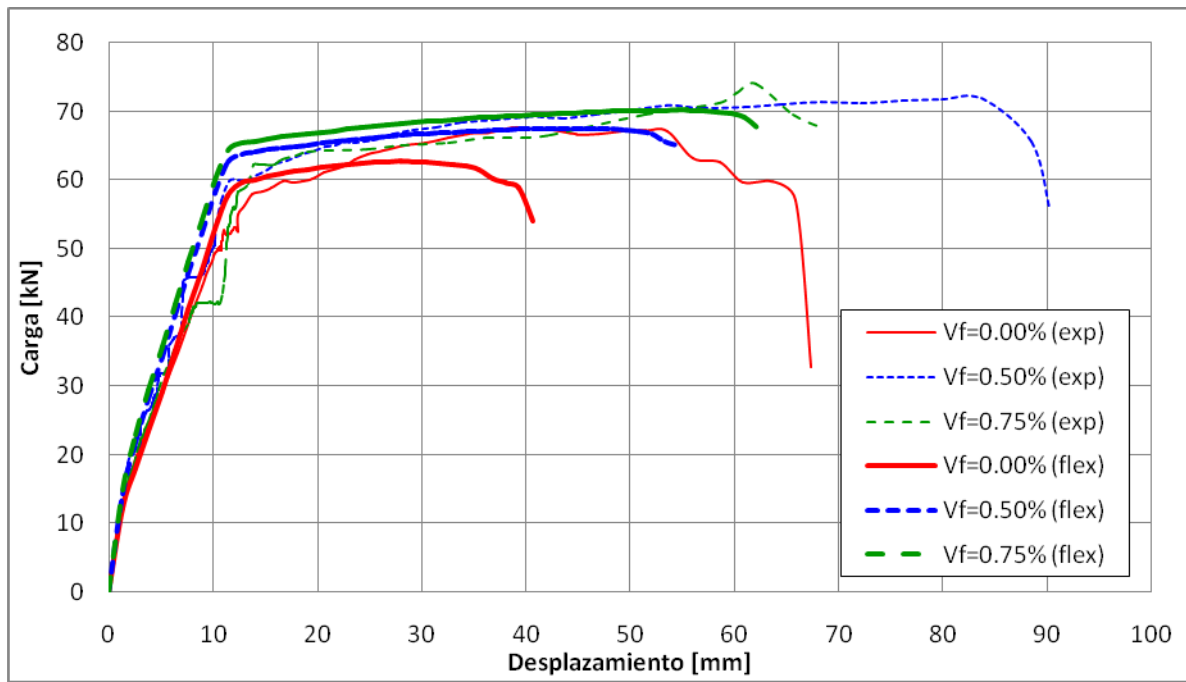


Figura 4.9: Comparación curva experimental vs. modelo de flexión, series NC-φ16.

En general, puede observarse que el modelo analítico tiende a subestimar la capacidad. Particularmente, las mayores diferencias entre el modelo y el ensayo se observan luego de la fluencia de la armadura. Cabe destacar que el modelo considera una respuesta del acero prácticamente bi-lineal, es decir, posterior la fluencia el aumento de la tensión del acero es lineal y requiere de grandes deformaciones para tener un impacto importante. Según se nos comunicó, aunque no fue registrado durante el ensayo de probetas de acero, las barras utilizadas para las vigas de flexión no presentaron una marcada fluencia, sino que más bien mostraban un aumento progresivo de la resistencia para deformaciones relativamente bajas. Este efecto no fue cuantificado y tampoco incluido en la modelación, lo que podría explicar alguna de estas diferencias.

Como puede verse, en el caso de las vigas con barras de 13 y 19 mm (si se considera sólo la curva asociada a 0.75% de fibras en este caso), el modelo subestima la capacidad de los elementos. Esto podría estar asociado a una sobreestimación del parámetro β de la curva de tracción del hormigón, es decir, considerar una degradación más rápida que la real, posterior al peak de capacidad.

La zona de endurecimiento del acero (pendiente post-fluencia) queda bien reproducida en todos los casos, exceptuando el de las vigas NC- ϕ 13, en que esta pendiente es subestimada. Puede utilizarse un parámetro de endurecimiento del acero que entregue una mejor aproximación a la curva experimental, sin embargo, como se ha mencionado anteriormente, valores muy altos de este parámetro resultan en tensiones mayores a la tensión de rotura entregada. Por lo tanto, a falta de mayor información en este aspecto, se optó por utilizar la misma pendiente de endurecimiento para todas las barras.

En términos de ductilidad, el modelo es consistente en entregar una mayor capacidad de deformación para cuantías de fibras mayores. Esto es observable en todos los casos estudiados, incluso en las vigas más dúctiles, que experimentalmente no mostraban un gran aumento de la deformación con la adición de fibras. En el caso de las vigas HC- ϕ 16, la ductilidad que entrega el modelo sobreestima la real en aproximadamente un 60%. Al analizar la influencia del acero de compresión en este resultado, se observó que la pendiente de degradación de las barras luego de llegar a su tensión máxima influye en el punto en que la respuesta global comienza a degradar. Descensos más pronunciados resultaron en degradación para un nivel de desplazamiento menor. Cabe recordar que la pendiente utilizada corresponde a un caso conservador, ya que el análisis de Cosenza & Prota consideraba una relación de aspecto de 20 y en el presente estudio corresponde a 40.

Para las vigas HC- ϕ 19 (descartando los casos de 0 y 0.5% de fibras), la ductilidad sólo es sobreestimada en un 15%, lo cual puede ser aceptable.

En el caso de las vigas de hormigón de resistencia normal (NC), el modelo subestima la ductilidad de los especímenes sin fibras, mientras que la sobreestima para los especímenes con fibras, exceptuando el caso NC-075- ϕ 16, en que se obtiene una aproximación bastante precisa de la ductilidad. Sin embargo, en todos los casos el modelo no se aleja demasiado de la respuesta experimental.

A continuación se muestran algunas comparaciones de los resultados analíticos del modelo de flexión con el modelo de interacción, utilizando la hipótesis de que la tensión normal en la dirección transversal σ_y es igual a cero. El resto de las series de vigas se encuentra en el anexo A de este trabajo.

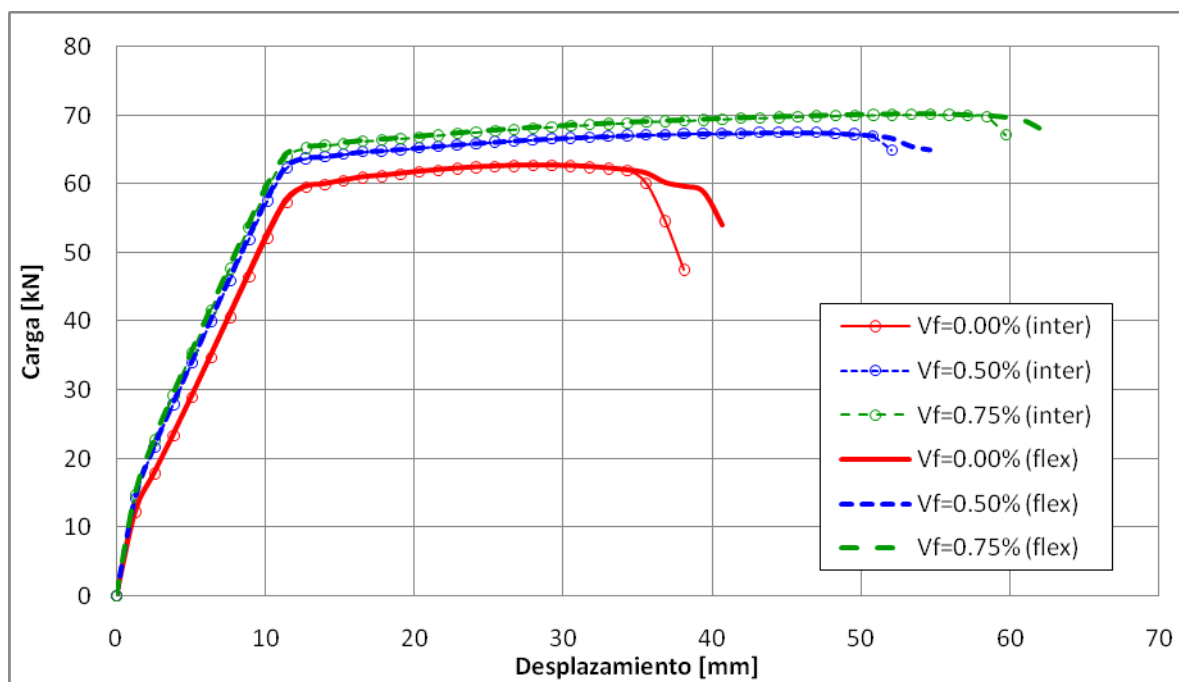


Figura 4.10: Comparación entre modelos, series NC- ϕ 16.

Como puede verse, el modelo de interacción reproduce la curva obtenida con el modelo de flexión, degradando prácticamente en el mismo nivel de desplazamiento. En general, el modelo de interacción para la hipótesis de tensión normal nula en la dirección transversal presenta una degradación pronunciada 5 o 10% antes que el modelo de flexión.

Se analizó también la predicción del modelo de interacción utilizando la calibración de deformación transversal descrita anteriormente. Los resultados obtenidos para la serie HC- ϕ 16 son los siguientes.

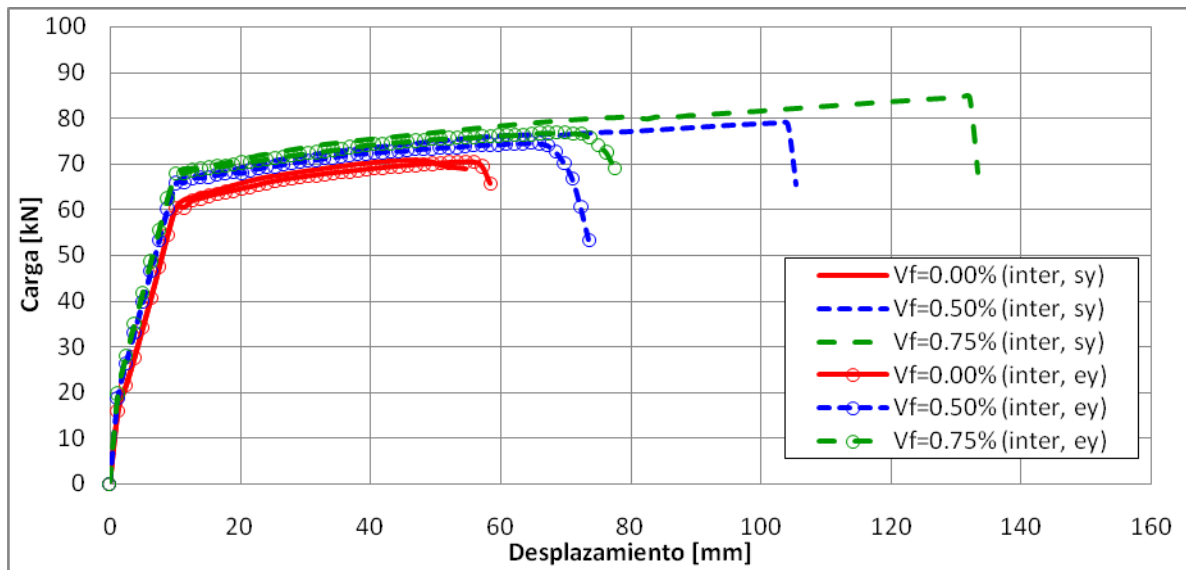


Figura 4.11: Comparación entre hipótesis del modelo de interacción, tensión transversal nula y deformaciones transversales analíticas.

Las curvas con la leyenda “inter, sy” corresponden a los resultados obtenidos mediante la hipótesis de tensión transversal igual a cero, mientras que las curvas con la leyenda “inter, ey” corresponden a los resultados obtenidos utilizando la calibración del perfil de deformaciones transversales.

En general, al imponer un valor calibrado de las deformaciones en la vigas de flexión, estas deformaciones tienden a tener un valor alto (alcanzando valores cercanos al 1%) dado el nivel de desplazamiento observado bajo las cargas aplicadas (controla cómo varía la deformación transversal, alcanzando la deriva valores entre 5 y 6%), lo que implicaría un gran daño por corte en la zona de corte de estos elementos. Esto no es observado, como se puede ver en el esquema de daño de la figura 4.13. Aunque no se tienen datos experimentales para estas vigas, como se indica más adelante para las vigas de corte en la figura 5.2, al comenzar la armadura de flexión a fluir (vigas NB-0-1 y FNB-50-1), hay un aparente estancamiento de la deformación transversal (en este caso cercana al apoyo) desarrollando daño asociado mayoritariamente a la zona central donde el momento es máximo.

De esta manera, se analizó el problema suponiendo que las deformaciones transversales no crecen indefinidamente, sino que pueden inhibirse producto de la

fluencia del acero, es decir, suponer que una vez que la armadura longitudinal comienza a fluir, las deformaciones se concentran en la zona central de la viga, haciendo que las fisuras de flexión crezcan y las fisuras de corte se estabilicen. Los resultados obtenidos utilizando esta hipótesis se muestran a continuación, en contraste con los resultados del modelo de interacción bajo la hipótesis de tensión transversal igual a cero.

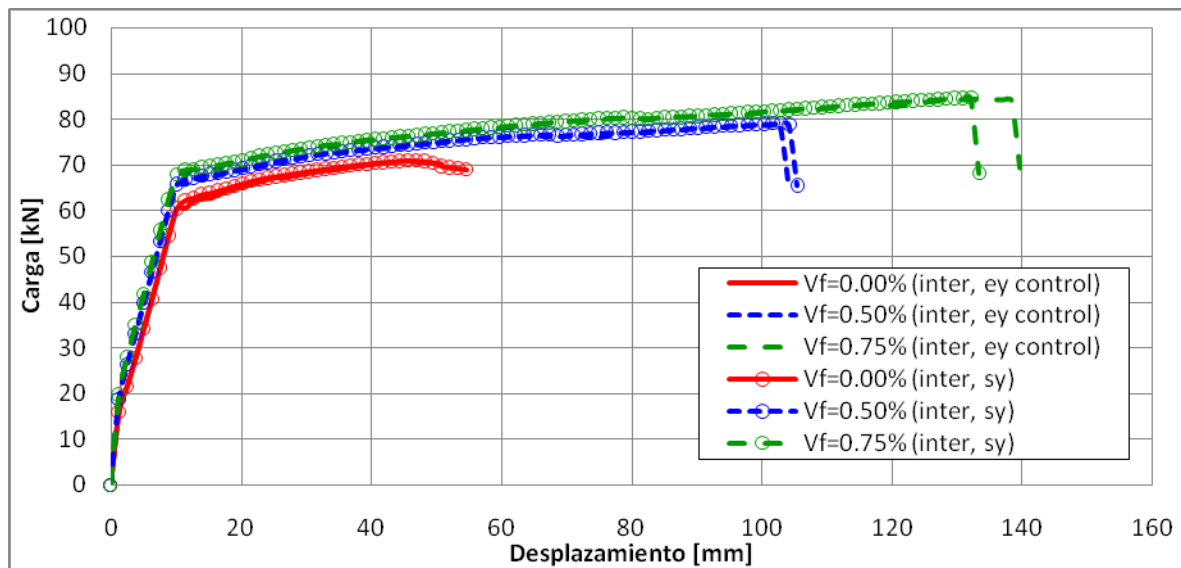


Figura 4.12: Comparación entre hipótesis del modelo de interacción, tensión transversal nula y deformaciones transversales analíticas limitadas.

En este caso, la leyenda “inter, ey control” corresponde a las curvas considerando la hipótesis de deformación transversal controlada descrita anteriormente.

Puede verse que esta hipótesis prácticamente reproduce los resultados de la hipótesis de tensión transversal igual a cero, y a diferencia que en el caso de deformaciones transversales no controladas, los valores de estas deformaciones se acotan en valores menores al 0.1%, lo que los hace más parecidos a los valores de deformaciones obtenidos a través de la hipótesis que considera una tensión normal transversal nula.

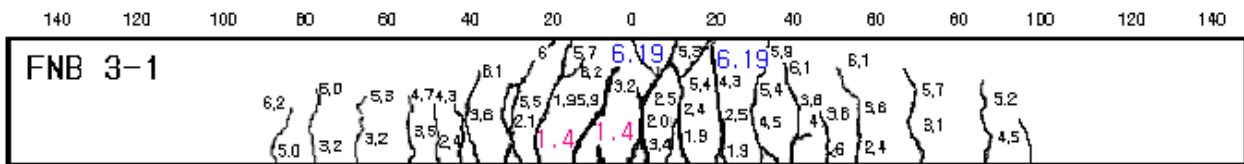


Figura 4.13: Esquema de daños, viga NC-000- ϕ 13.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN-CORTE

5.1. Descripción de los ensayos

Tres vigas fueron ensayadas hasta la falla para evaluar la influencia del volumen de fibras V_f y la cuantía de refuerzo longitudinal ρ en la capacidad de éstas. La configuración de los ensayos corresponde a la misma que en el caso de las vigas de flexión: dos apoyos simples y cargas verticales simétricas a una distancia a de éstos. Las dimensiones de las vigas se muestran en la figura 5.1.

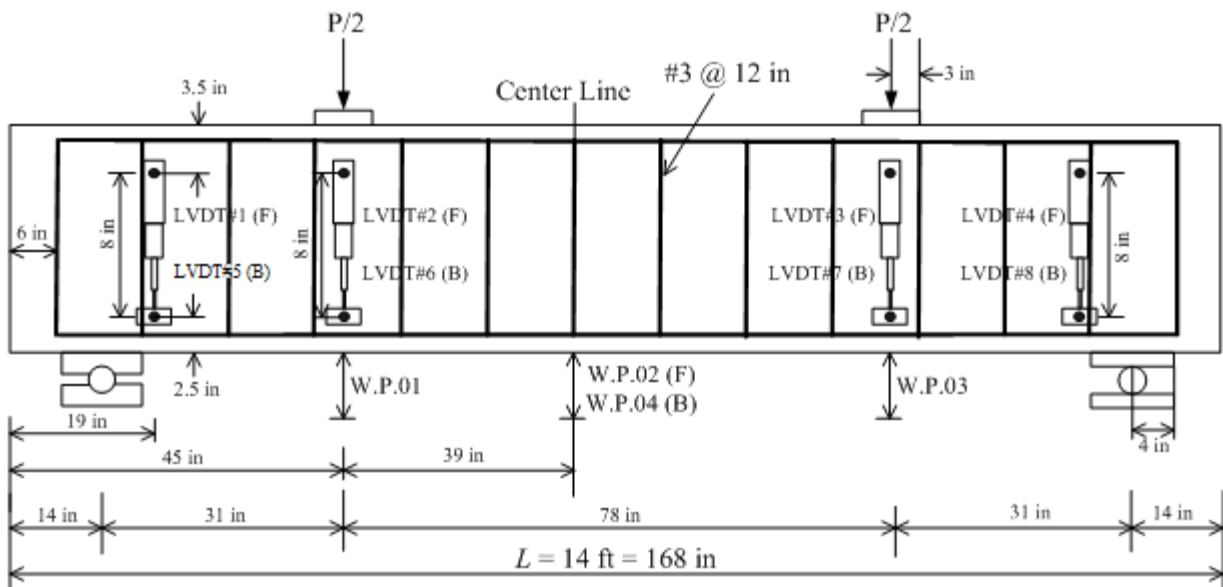


Figura 5.1: Configuración de los ensayos de corte.

A diferencia de los ensayos de flexión, estas vigas poseen estribos en toda su longitud, incluyendo la zona central. Se utilizaron ocho LVDTs para medir deformaciones en los apoyos y en la zona bajo las cargas. Estos instrumentos fueron etiquetados como LVDT#N (F/B), siendo N el número correspondiente de 1 a 8 y F/B corresponde a la ubicación del LVDT, frontal (F) o posterior (B). Los LVDT#1, 4, 5 y 8 fueron ubicados cerca de los apoyos y el resto bajo las cargas. Además, se utilizaron

dos potenciómetros para medir la flecha de las vigas bajo las cargas (W.P.01 y W.P.03) y al centro (W.P.02 y W.P.04).

Las cuantías de fibra estudiadas corresponde a 0 y 0.375% y las cuantías de refuerzo longitudinal corresponden a 1 y 3%. Las características de los 3 especímenes se resumen en la tabla 5.1.1.

Tabla 5.1.1: Propiedades de las vigas.

Serie	V_f (%)	f_c' (MPa)	f_R (Mpa)	ρ	d (mm)
NB-0-1	0.000	31.88	8.29	1%	311
FNB-50-1	0.375	39.80	11.94	1%	311
FNB50-3	0.375	39.80	11.94	3%	286

Para determinar el módulo de rotura f_R , se realizaron 3 ensayos M.O.R. para cada cuantía de fibras. En el caso del hormigón sin fibras, los resultados mostraron una baja variabilidad, mientras que para el hormigón con fibras ocurrió lo contrario. En este caso las cargas últimas de los ensayos fueron 47, 65 y 73 kN, lo cual puede explicarse por una heterogeneidad local en la distribución de las fibras dentro de la matriz de hormigón, lo cual podría inducir una falla más rápida en un punto específico que posea una menor cantidad de fibras. Es importante destacar que este mismo fenómeno podría ocurrir en las vigas ensayadas, siendo la capacidad calculada no representativa de la capacidad real de las vigas.

Para obtener las cuantías de refuerzo de flexión necesarias se utilizaron dos configuraciones distintas. Para la cuantía de 1% se utilizaron 2 barras #6 (6/8 de pulgada) y una barra #4, mientras que para la cuantía de 3% se utilizaron 5 barras #7. Todas las vigas contaban con 2 barras #4 como refuerzo de compresión. La tensión de fluencia y el factor de endurecimiento de cada tipo de barra se obtuvieron experimentalmente. La tabla 5.1.2 resume las propiedades de las barras.

Tabla 5.1.2: Propiedades de las barras.

Barra	ϕ (mm)	Fy (MPa)	b (%)
#3	9.5	482.8	2.0
#4	12.7	431.8	2.0
#6	15.9	448.6	2.0
#7	22.2	503.9	2.0

Como se mencionó anteriormente, a diferencia de los ensayos de flexión, estas vigas poseen estribos en todo su largo, correspondientes a barras #3 cada 12" (305 mm aproximadamente), por lo tanto, el largo de pandeo de las barras es menor que en el caso anterior. A través de un análisis de pandeo estático se determinó que las barras en compresión son capaces de llegar al 95% de la fluencia, aunque al igual que en el caso de flexión, el recubrimiento de hormigón podría permitir la fluencia de las barras. La zona de degradación de estas barras se modeló igual que en el caso de flexión, con una rigidez de -10% de la rigidez inicial (es decir $b = -10\%$ para barras en compresión), aunque en este caso la relación de aspecto de las barras, L/d , pasa a ser 48 en lugar de 40 como en el caso de flexión.

5.2. Resultados experimentales

5.2.1. Deformaciones transversales observadas

A continuación se muestra la evolución de las deformaciones transversales medidas en la zona cercana al apoyo del lado más dañado de los tres especímenes. Estas deformaciones se calcularon tomando el promedio de las lecturas de los LVDTs que muestran un daño visiblemente mayor en cada viga y se consideró la deriva δ definida en el capítulo 3 de este trabajo.

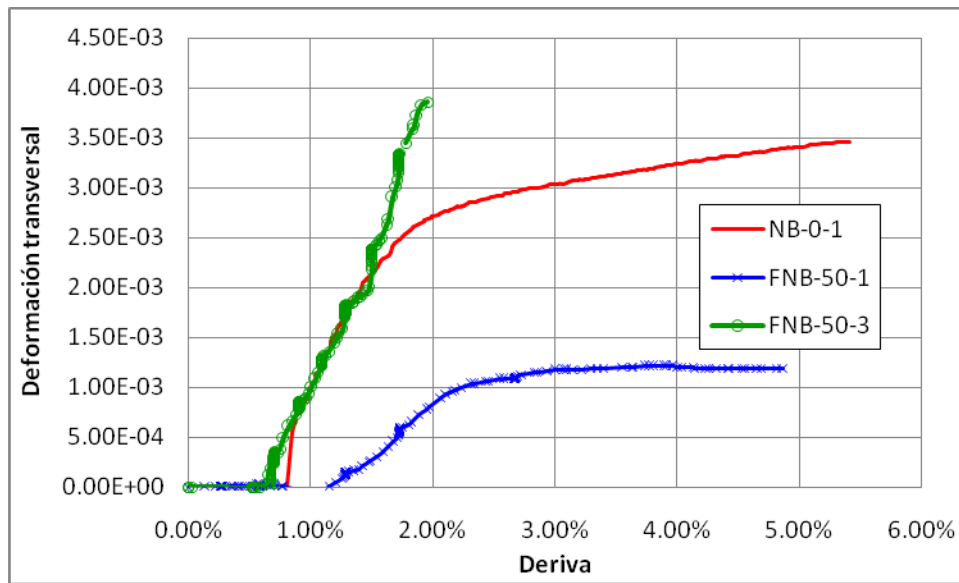


Figura 5.2: Deformaciones transversales en el apoyo hasta el peak de capacidad.

Puede verse que en las vigas NB-0-1 y FNB-50-3, las deformaciones crecen con una tendencia similar hasta un 1.5% de deriva. A partir de este punto, la deformación en la primera viga comienza a acotarse, lo mismo que ocurre con la viga FNB-50-1. Esto se puede deber a que en esos 2 especímenes la respuesta (capacidad) queda controlada por la fluencia de la armadura de flexión, lo que aparentemente inhibe el continuo desarrollo de estas deformaciones transversales. Ambas probetas (FNB-50-1 y FNB-50-3) presentan esta disminución de deformaciones transversales a partir una deriva del 2% que es consistente con el inicio de fluencia de la armadura de flexión. Por otro lado, las diferencias entre estas 2 curvas se puede deber a pequeñas variaciones en la ubicación de los sensores, que según se muestra en la figura 5.3 podría traducirse en importantes diferencias en los valores de las deformaciones transversales. Así, se espera es que la calibración de deformaciones utilizada (ecuaciones 3.1.2.3 a 3.1.2.5) sea válida sólo para valores bajos de deriva y sobreestime la deformación para valores mayores.

Es importante mencionar que la calibración utilizada intenta predecir el valor de la deformación máxima, y los datos experimentales con los que se cuenta, dada las limitaciones de instrumentación, son de deformaciones en la zona cercana al apoyo y

bajo la carga de cada viga, de tal manera que no es posible verificar este valor máximo, sino que solo contrastar el valor esperado cercano al apoyo y bajo la carga.

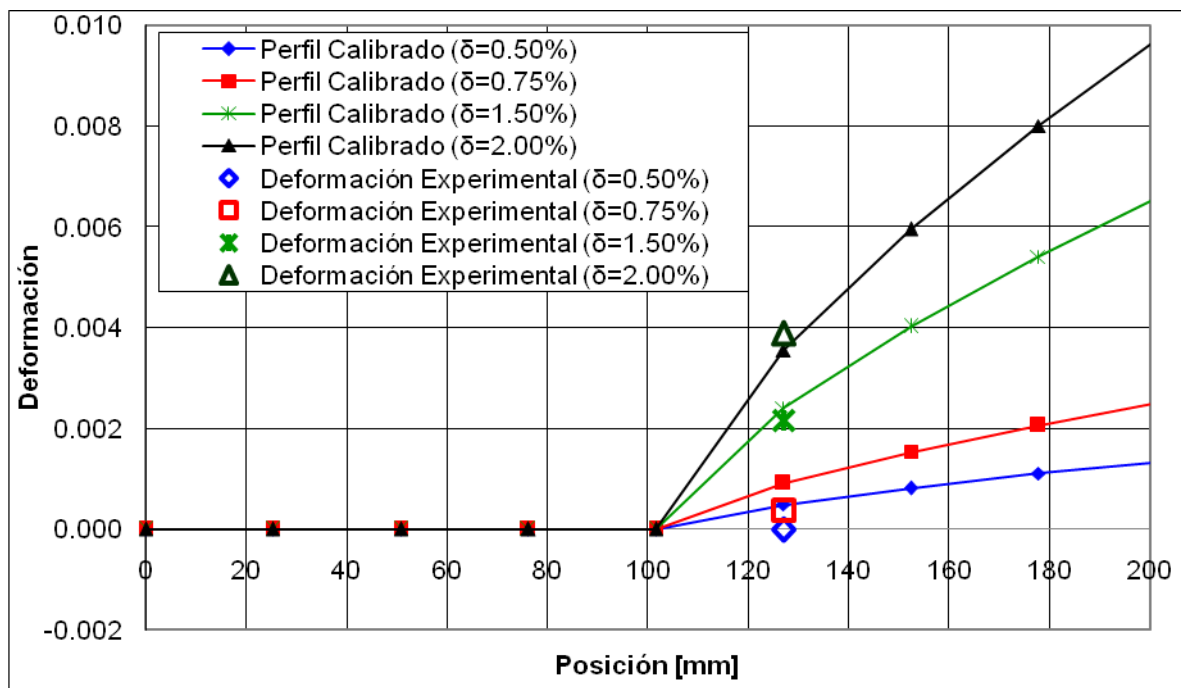


Figura 5.3: Deformaciones transversales analíticas y experimentales (zona del apoyo, viga FNB-50-3).

5.2.2. Curvas carga–desplazamiento

A continuación se muestran las curvas carga versus desplazamiento obtenidas experimentalmente.

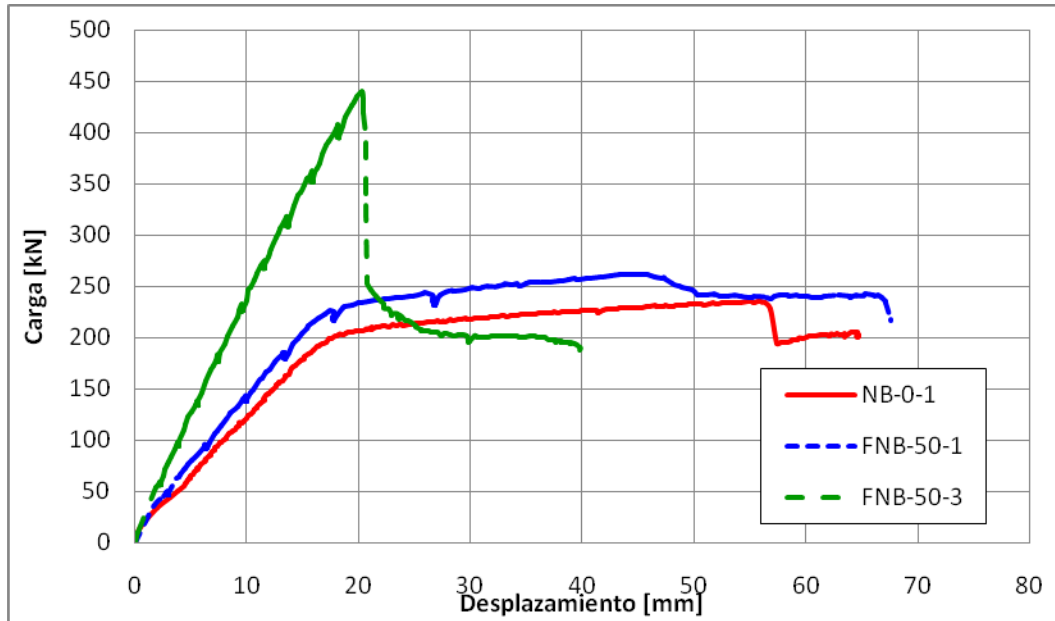


Figura 5.4: Curvas carga–desplazamiento experimentales.

Como se observa en la figura 5.4, las vigas de baja cuantía de refuerzo longitudinal (NB-0-1 y FNB-50-1) tienen un comportamiento similar al de las vigas de flexión, alcanzando desplazamientos cercanos a 56 y 68 mm en la falla (inicio de degradación de capacidad importante). Por el contrario, la viga de alta cuantía de refuerzo longitudinal (FNB-50-3) muestra un comportamiento mucho más rígido, alcanza una capacidad mucho mayor y falla de un modo más frágil que las otras dos, llegando sólo a 20 mm de desplazamiento en la zona central a la falla.

5.3. Comparación con resultados analíticos

A continuación se muestran los resultados obtenidos con los distintos modelos e hipótesis para cada tipo de viga.

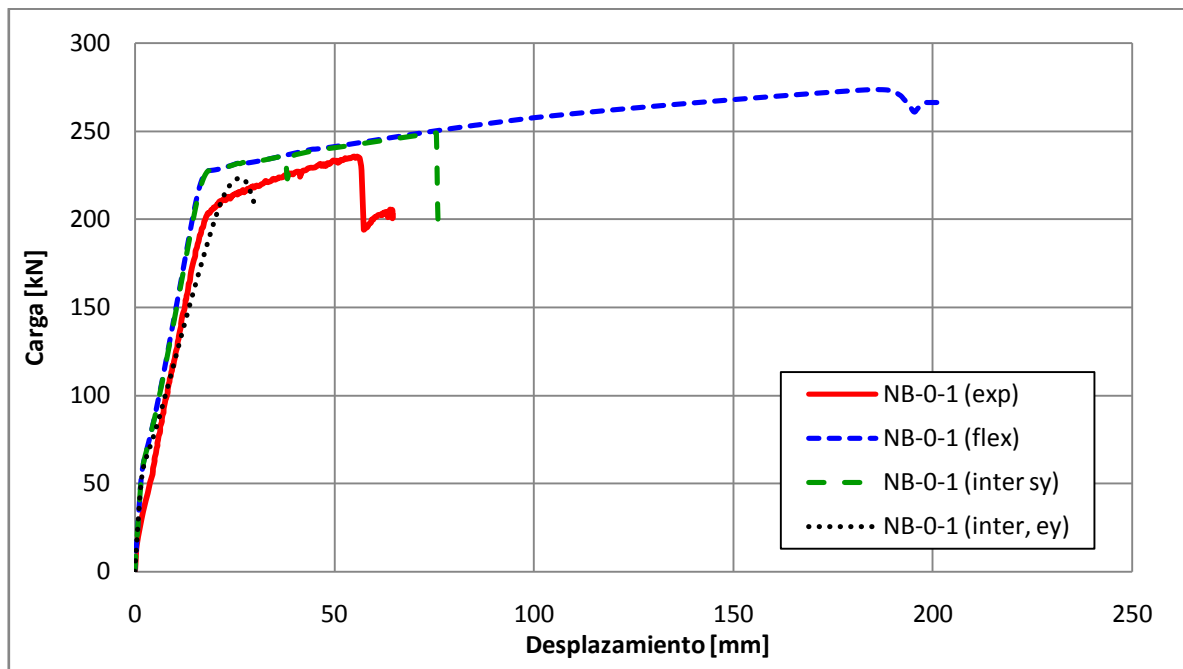


Figura 5.5: Comparación de resultados, viga NB-0-1.

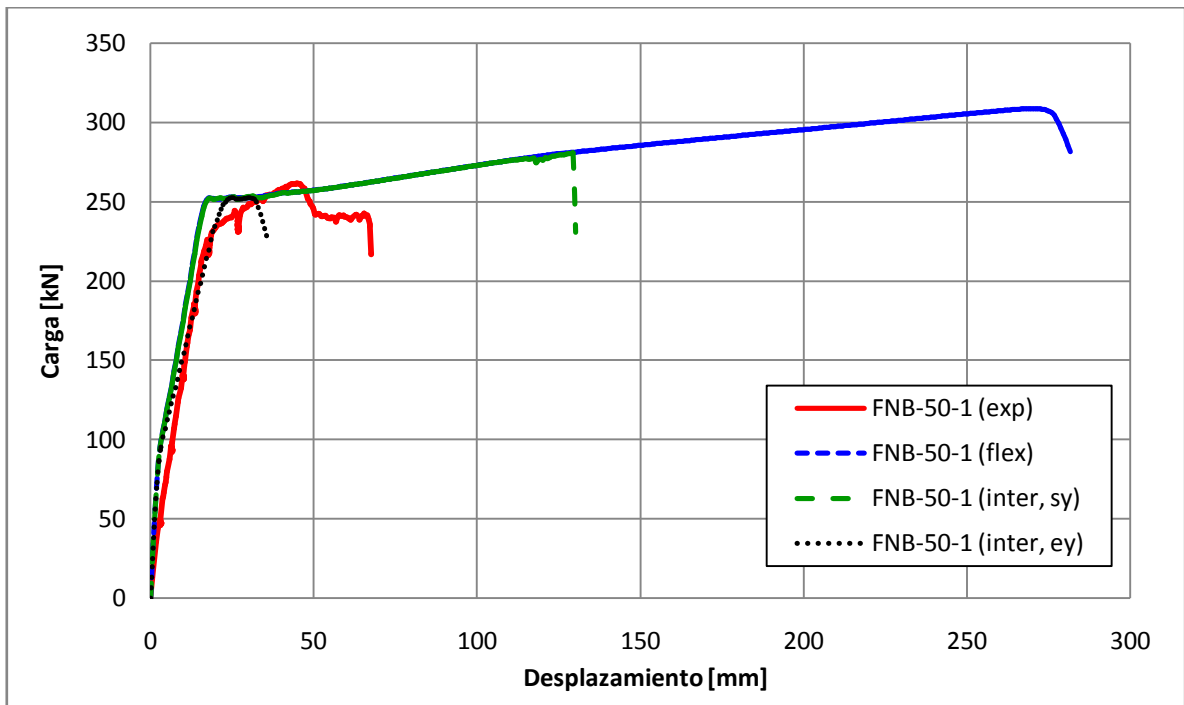


Figura 5.6: Comparación de resultados, viga FNB-50-1.

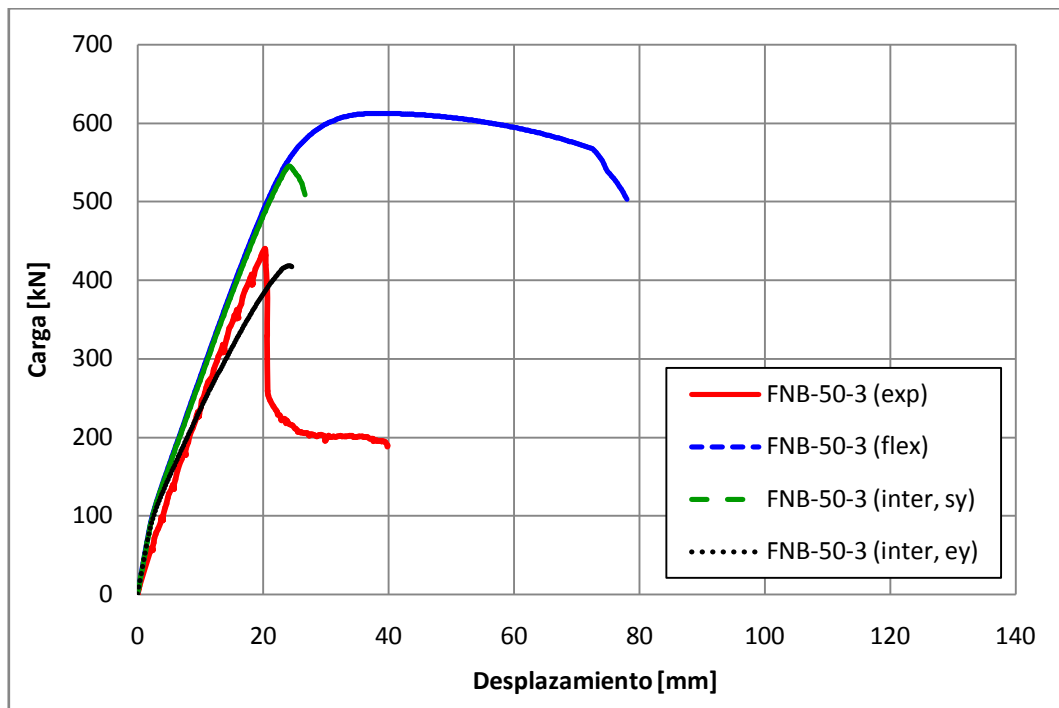


Figura 5.7: Comparación de resultados, viga FNB-50-3.

En las dos primeras vigas (NB-0-1 y FNB-50-1) el modelo de flexión es capaz de reproducir la capacidad de los elementos de forma bastante razonable; en el caso de la viga FNB-50-1 probablemente la pendiente de la zona de endurecimiento haya sido

subestimada, lo cual resulta en que la curva analítica tiene una pendiente menor a la experimental en la zona post-fluencia. A pesar de la buena predicción de la capacidad, el modelo predice una gran ductilidad al momento de falla, con deformaciones al momento de degradación importante de 3 a 4 veces el valor observado.

La viga FNB-50-3 muestra un comportamiento mucho más frágil que las anteriores, en que la armadura longitudinal no alcanza a fluir antes de la falla del espécimen. El modelo de flexión es incapaz de reproducir este comportamiento, pues no considera la degradación asociada al esfuerzo de corte, y analíticamente las armaduras son capaces de fluir y se produce una falla por compresión en la zona central de la viga, alcanzando ésta una capacidad mayor. En este caso la capacidad es sobreestimada en más de un 30%, y la ductilidad nuevamente sobrepasa con creces lo observado experimentalmente.

Para las tres vigas, el modelo de interacción (bajo la hipótesis de tensión transversal nula) mejora la respuesta del modelo de flexión. Para las dos primeras vigas se obtienen capacidades similares en ambos modelos, sin embargo, el modelo de interacción muestra una degradación para niveles de desplazamiento menores y se aproxima más a los resultados experimentales, aunque sigue sobreestimándolos. La ductilidad respecto del modelo de flexión disminuye aproximadamente a la mitad.

El modelo de interacción con la hipótesis de deformaciones transversales de acuerdo a la calibración realizada en muros por Massone muestra un comportamiento distinto al observado en las vigas de flexión. En este caso, para los especímenes NB-0-1 y FNB-50-1 el modelo subestima tanto la rigidez como la ductilidad. A diferencia de las vigas de flexión, las de corte tienen una cuantía de estribos menor, y por lo tanto, el efecto del confinamiento es menos importante que en el primer caso. Por esta razón, el hormigón es incapaz de sostener tensiones para los valores de deformación transversal impuestos, lo que resulta en una degradación acelerada con respecto a la hipótesis de tensión transversal cero. Además, estas dos vigas alcanzan niveles de desplazamiento más grandes que la tercera, por lo tanto, los valores máximos de la deriva δ también son mayores (del orden de 4 a 5%) y resultan en deformaciones transversales

sumamente altas. Para la viga FNB-50-3, el valor de la deriva en la falla es cercana al 2%, y se ve que la hipótesis de deformación utilizada no sobreestima excesivamente los valores observados experimentalmente. En este caso, el modelo de interacción con el perfil de deformaciones calibrado es capaz de reproducir la capacidad y ductilidad del elemento con una precisión mucho mejor que en los otros dos casos. Las diferencias de respuesta con este tercer caso se pueden deber, en principio, por dos posibles efectos: (1) el nivel de deriva alcanzado por la viga con falla de corte es más cercano a la calibración realizada por la expresión propuesta por Massone (2010), la que en general tomó derivas máximas cercanas al 1%, y por ende extrapolaciones pueden no ser correctas, y (2) como se observa en la Fig. 5.2 existe una tendencia a limitarse o inhibirse parcialmente el aumento de la deformación transversal, luego que la armadura de flexión comienza a fluir (NB-0-1 y FNB-50-1), localizando el daño en la zona central de la viga donde el momento es máximo. Esta situación podría explicar (y por ende es más probable que la razón anterior) por qué se observan grietas de corte en todas las vigas (ver figuras 5.8 a 5.10), pero estas solo progresan en la viga sobre-armada (FNB-50-3). En términos de la modelación esta situación es equivalente a limitar las deformaciones transversales, como se hizo en las vigas de flexión.



Figura 5.8: Daños observados, viga NB-0-1.

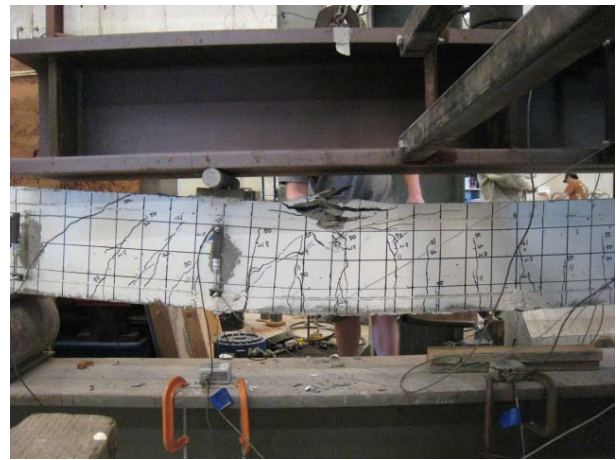
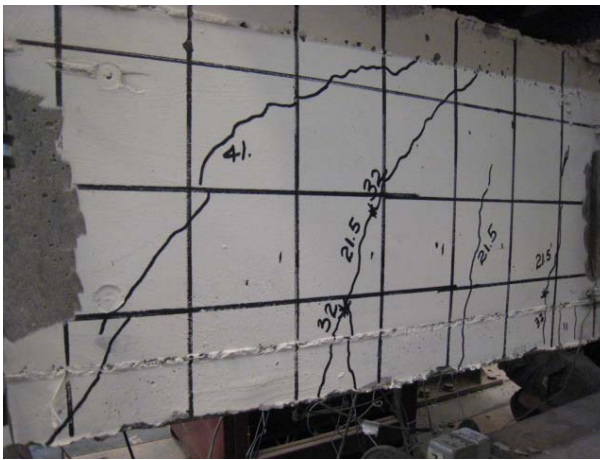


Figura 5.9: Daños observados, viga FNB-50-1.

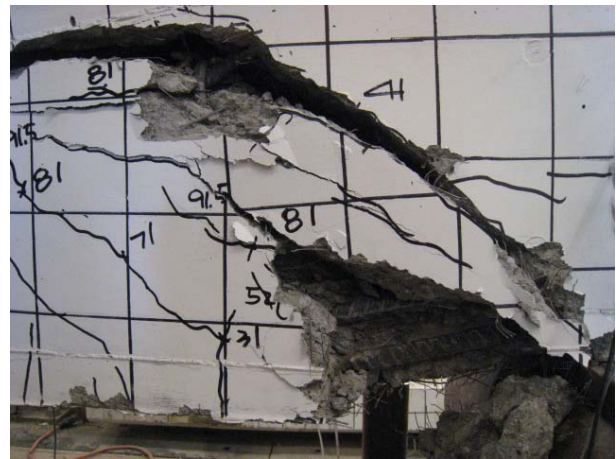
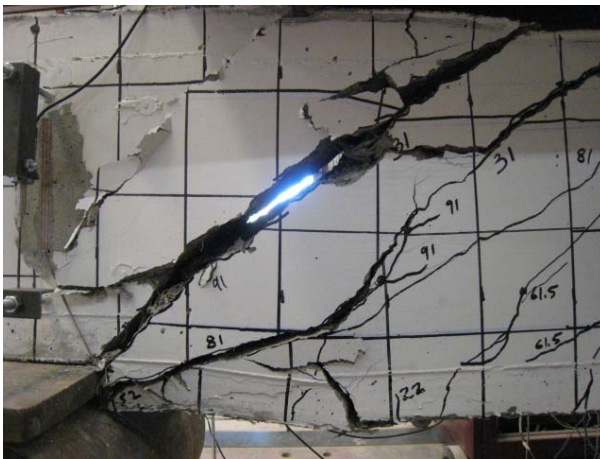


Figura 5.10: Daños observados, viga FNB-50-3.

Así, se analizaron las predicciones del modelo de interacción con deformaciones transversales calibradas, suponiendo que éstas sólo son capaces de aumentar hasta un cierto nivel y luego son inhibidas por las deformaciones longitudinales asociadas a la fluencia de la armadura en la zona central de las vigas. Esta hipótesis intenta reproducir el comportamiento observado en términos de deformaciones transversales en las vigas NB-0-1 y FNB-50-1, en que estas deformaciones se acotan. En el caso de la viga sobreamada (FNB-50-3), la respuesta no cambia puesto que la armadura de flexión nunca alcanza la fluencia. Los resultados son contrastados a continuación con las predicciones del modelo de interacción bajo la hipótesis de tensión transversal nula.

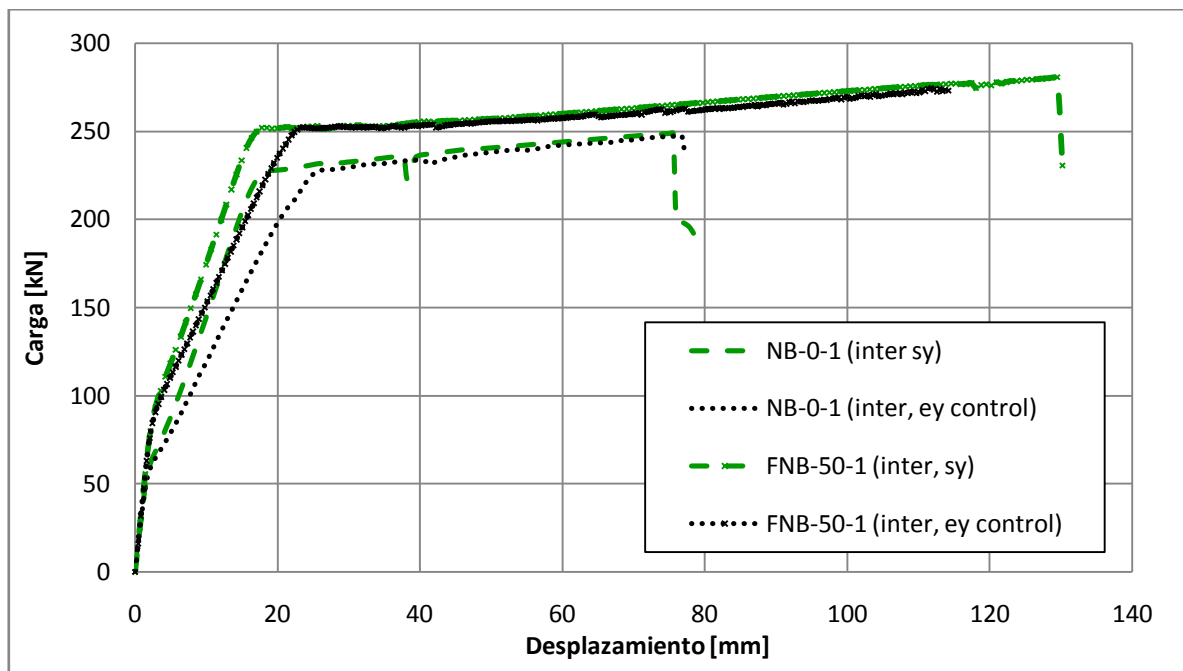


Figura 5.11: Comparación entre hipótesis del modelo de interacción.

Al igual que en el caso de las vigas de flexión, el modelo de interacción con la calibración de deformaciones transversales, más la hipótesis de que éstas se inhiben cuando la armadura transversal fluye, tiende a reproducir las predicciones del modelo de interacción con la hipótesis de tensión transversal cero, a pesar de que existen algunas diferencias en la rigidez luego del agrietamiento en la zona central. En este caso, las deformaciones transversales que predice el modelo con el perfil calibrado de deformaciones sin acotar llegan a valores del orden del 10%, mientras que limitando las deformaciones, éstas sólo alcanzan valores del orden del 1%, disminuyendo en un orden de magnitud con respecto a las no controladas, y acercándose más al caso que considera una tensión transversal nula.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

Este trabajo valida un modelo de interacción flexión–corte en vigas de hormigón armado con adición de fibras de acero, las que generan un incremento en la ductilidad de los elementos. La interacción entre flexión y corte se analizó mediante el uso de elementos tipo panel de hormigón armado en la modelación, es decir, elementos con comportamiento biaxial, mientras que el efecto de las fibras fue incluido en el análisis a través de las leyes constitutivas del material (curvas tensión–deformación).

Se han calibrado las curvas del hormigón armado con fibras de acero, de modo de reproducir expresiones tomadas de la literatura con expresiones ya implementadas en el modelo computacional utilizado (incorporado en OpenSees). En el caso de la curva de compresión, la calibración realizada resulta bastante similar al modelo tomado de la literatura (Barros & Figueiras, 1999), lo que fue modificado en la curva de tracción, debido a la forma trilineal que tiene el modelo de la literatura, para ajustarse a la forma genérica utilizada. Mejoras en la forma de la curva podrían influir positivamente los resultados, así como una calibración basada en una mayor cantidad de ensayos de tracción. La expresión utilizada, considerada conservadora, se basa en una tensión residual que asume cero tensión para el caso de hormigón armado sin adición de fibras.

Se ha incluido también el efecto de confinamiento que generan los estribos en el hormigón, tomando en cuenta el trabajo de Saatcioglu & Razvi (1992), el cual fue realizado para hormigón armado tradicional, que no incluye la adición de fibras de acero. Por este motivo, el efecto de confinamiento incluido, es extrapolado del caso de hormigón sin fibras, y sería necesario hacer un estudio adicional, para poder cuantificar este efecto de forma más precisa.

En el caso del acero de refuerzo, se han extrapolado resultados del trabajo de Cosenza & Prota (2006) para modelar el comportamiento de las barras de acero en compresión. En este caso, sin embargo, el impacto se estima menor ya que las

diferencias en el inicio de la degradación son menores para distintos valores de la respuesta post-pandeo de las barras.

Se analizaron las respuestas entregadas por el modelo de interacción en estudio, contrastándose con las respuestas entregadas por un modelo de flexión tradicional implementado. Se estudiaron las respuestas obtenidas utilizando distintas hipótesis para el modelo de interacción; en primer lugar, se consideró la hipótesis que considera nula la tensión normal en la dirección transversal de las vigas, lo cual tendría mayor validez en el caso de vigas más esbeltas, dada la ausencia de cargas transversales en la zona de corte. En segundo lugar, se estudiaron los resultados obtenidos imponiendo un perfil de deformaciones transversales en el tramo de corte. Este perfil analítico fue obtenido de una calibración realizada para muros en voladizo (Massone, 2010), y en algunos casos llevó a sobreestimar las deformaciones en vigas, lo cual llevó a considerar una tercera hipótesis para el modelo de interacción, que considera este perfil de deformaciones impuesto, pero con una cota superior para éstas.

En el caso de vigas de flexión (esbeltas) los resultados obtenidos a partir del modelo de interacción bajo el supuesto de tensión transversal nula mostraron que éste es capaz de reproducir prácticamente la misma respuesta obtenida mediante el modelo de flexión, salvo mínimas diferencias en ductilidad, menores al 5%. Sin embargo, al utilizar el perfil de deformaciones transversales impuesto de la calibración para muros en voladizo (Massone, 2010), éstas son muy sobreestimadas, prediciendo un fuerte agrietamiento en la zona de corte de los elementos, lo cual no es observado experimentalmente. Esto resulta en la obtención de una respuesta global que muestra degradación de los elementos mucho antes de lo observado y de lo predicho por el modelo de flexión. Por lo tanto, para poder utilizar esta hipótesis, es necesario contar con un mayor número de datos experimentales, de modo de poder estudiar la evolución de estas deformaciones para grandes niveles de desplazamiento, ya que en este estudio sólo se utilizó una extrapolación de la calibración realizada en muros, y no se tiene en cuenta el hecho de que las deformaciones transversales podrían acotarse o inhibirse producto de una acumulación de daño en otra zona del elemento.

La sobreestimación de las deformaciones transversales es resuelta mediante la imposición de una cota superior para éstas, suponiendo que en el momento en que el refuerzo longitudinal fluye, el daño comienza a acumularse en la zona central de la viga, y las grietas de corte se inhiben. Con esta hipótesis se obtienen predicciones muy similares a las del modelo de interacción con la hipótesis de tensión transversal nula.

En elementos cortos (vigas con relación de aspecto de corte baja) el modelo de interacción muestra claras ventajas por sobre un modelo de flexión tradicional. El efecto del corte se reproduce en términos de la ductilidad de los elementos, es decir, el modelo de interacción es capaz de mostrar degradaciones de capacidad para niveles de desplazamiento menores que en el caso del modelo de flexión. Sin embargo, en estos elementos la hipótesis de tensión normal cero en la dirección transversal tiende a sobreestimar la ductilidad aun más que en el caso de elementos esbeltos. Por esta razón, en elementos cortos es mucho más importante poder determinar analíticamente cómo evoluciona el perfil de deformaciones transversales, de modo de poder incluir esta evolución en el modelo de interacción. El mejor ejemplo de esto corresponde a la viga FNB-50-3, en que el perfil de deformaciones utilizado parece ser una buena aproximación de la realidad (a pesar de que no se cuenta con suficientes datos experimentales para poder hacer una buena conclusión sobre esto) y en que se logra una excelente predicción tanto de capacidad como de ductilidad (no así de rigidez, pues analíticamente la rigidez degrada más rápido que lo observado experimentalmente).

REFERENCIAS

1. Abrishami, H. H. & Mitchel, D.; 1997; Influence of Steel Fibers on Tension Stiffening; ACI Structural Journal, V. 94, No 6; pp.769-776.
2. ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion; 1998; Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete; Journal of Structural Engineering, V. 124, No 12; pp.1375-1417.
3. Barros, J. A. O. & Figueiras, J. A.; 1999; Flexural Behavior of SFRC: Testing and Modeling; Journal of Materials in Civil Engineering, V. 11, No 4; ASCE; pp. 331-339.
4. Barros, J. A. O. et al.; 2005; Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete; Materials and Structures No 38, pp. 47-56.
5. Belarbi, H. & Hsu, T.C.C., 1994, "Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete", ACI Structural Journal, V. 91, No. 4, pp. 465-474.
6. Bencardino, F., Rizzuti, L., Spadea, G. & Swamy, R. N.; 2008; Stress-Strain Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete in Compression; Journal of Materials in Civil Engineering, V. 20, No 3; pp. 255-263.
7. Bentur, A. & Mindess, S.; 1990; Fiber Reinforced Cementitious Composites; Taylor & Francis, 2da edición 2007 (601 pp.).
8. Bischoff P. H.; 2003; Tension Stiffening and Cracking of Steel Fiber-Reinforced Concrete; Journal of Materials in Civil Engineering V. 15, No 2, pp.174-182.
9. Collins, M. P. et al.; 1996; A General Shear Design Method; ACI Structural Journal, V. 93, No 1, pp. 36-45.
10. Cosenza, E. & Prota, A.; 2006; Experimental behaviour and Numerical Modelling of Smooth Steel Bars under Compression; Journal of Earthquake Engineering, V. 10, No 3; pp.313-329.
11. Dupont, D. & Vandewalle, L.; 2005; Distribution of steel fibres in rectangular sections; Cement & Concrete Composites, No 27; pp.391-398.
12. Dwarakanath, H. V. & Nagaraj, T. S.; 1991; Comparative Study of Predictions of Flexural Strength of Steel Fiber Concrete; ACI Structural Journal, V. 88, No 6; pp.714-720.
13. Massone, L. M., Orakcal, K., and Wallace, J. W., "Shear - Flexure Interaction for Structural Walls," SP-236, ACI Special Publication – /Deformation Capacity and Shear Strength of Reinforced Concrete Members Under Cyclic Loading/, editors: Adolfo Matamoros & Kenneth Elwood, 2006, pp. 127-150.

14. Massone, L. M., Orakcal, K., and Wallace, J. W., 2009, Modeling of Squat Structural Walls Controlled by Shear; ACI Structural Journal, V. 106, No 5; pp.646-655.
15. Massone, L. M.; 2010; Strength Prediction of Squat Structural Walls via Calibration of a Shear-Flexure Interaction Model; Engineering Structures, doi:10.1016/j.engstruct.2009.12.018 (en prensa).
16. Minelli, F. & Vecchio, F. J.; 2006; Compression Field Modeling of Fiber-Reinforced Concrete Members Under Shear Loading; ACI Structural Journal, V. 103, No 2, pp. 244-252.
17. Saatcioglu, M. & Razvi, S. R.; 1992; Strength and Ductility of Confined Concrete; Journal of Structural Engineering, V. 118, No 6; pp. 1590-1607.
18. Vecchio, F. J. & Collins, M. P.; 1986; The Modified Compressional-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear; Journal of the American Concrete Institute, V. 83, No 22, pp. 219-231.

ANEXO A

Las siguientes figuras corresponden a las respuestas analíticas entregadas por el modelo de interacción con la hipótesis de tensión transversal nula en las vigas de flexión.

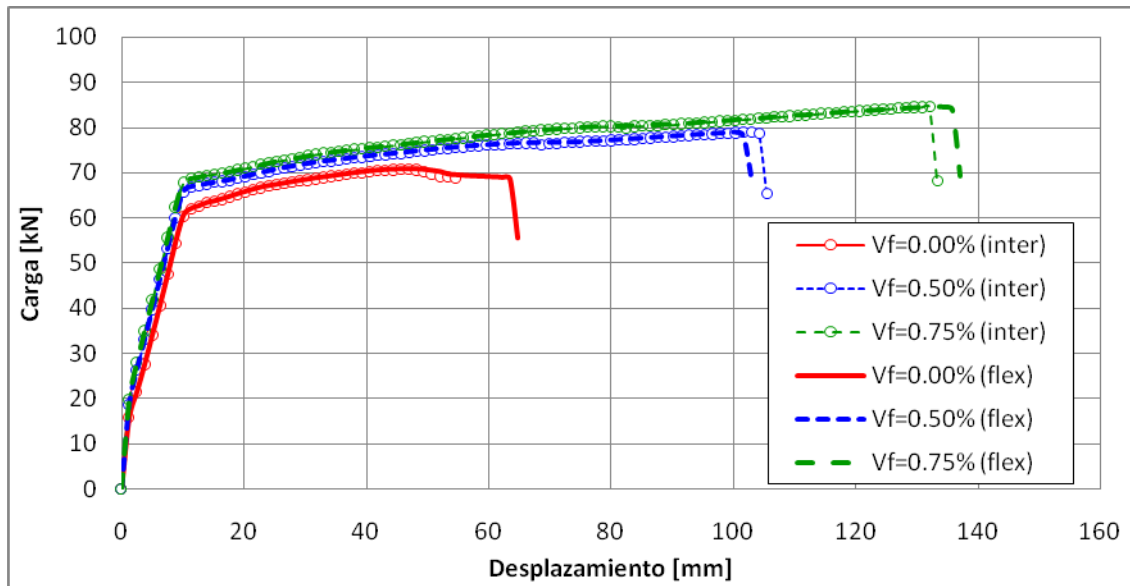


Figura A.1: Comparación entre modelos, serie NC- $\phi 16$.

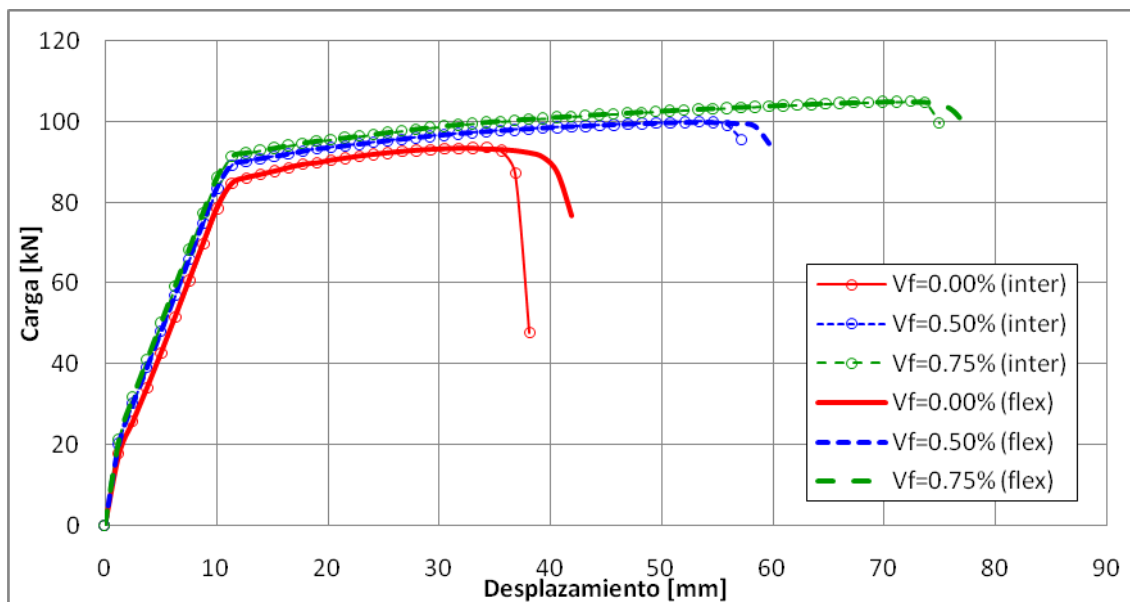


Figura A.2: Comparación entre modelos, serie HC- $\phi 19$.

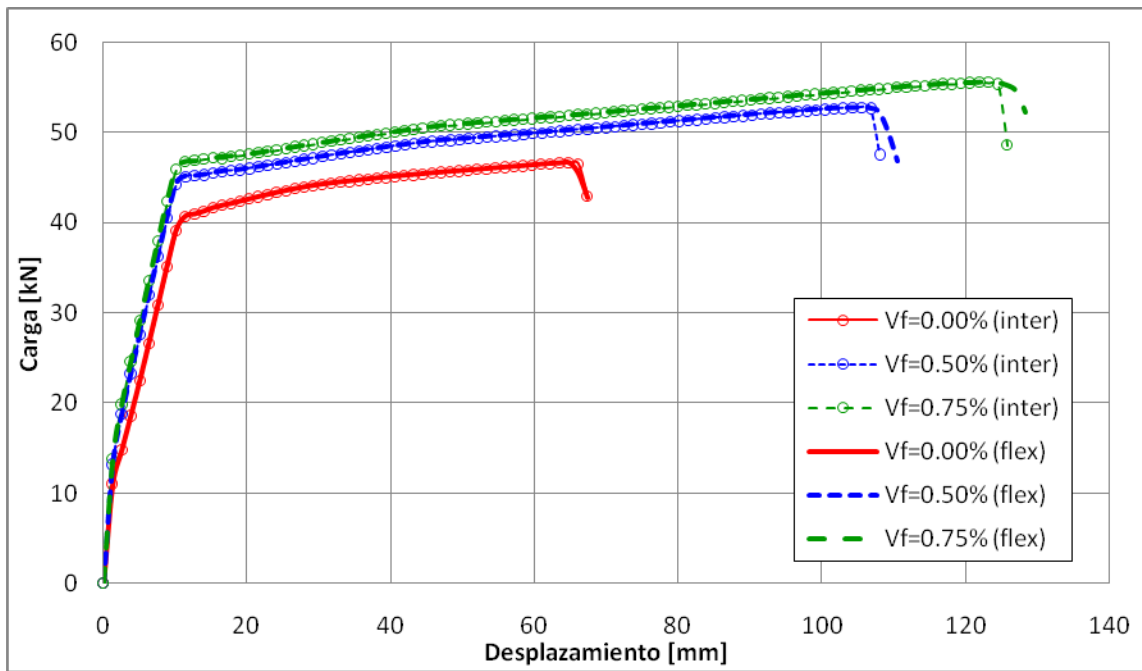


Figura A.3: Comparación entre modelos, serie NC- ϕ 13.

Como se mencionó anteriormente, en la mayoría de los casos los resultados del modelo de interacción entregan la misma capacidad y rigidez que el modelo de flexión, y una ductilidad prácticamente idéntica, degradando de forma posterior en sólo uno de los casos (Figura A.1), que podría estar asociado a un problema numérico más que del modelo propiamente tal.

ANEXO B

Las siguientes tablas contienen los parámetros utilizados para definir las propiedades de los materiales en la modelación.

Tabla B.1: Parámetros vigas de flexión.

Parámetros Vigas																									
Tipo	Vf (%)	SFRC No Confinado						SFRC Confinado						Tracción						Acero					
		fc' [ksj]	ϵ_0	n	k	fc' [ksj]	ϵ_0	n	k	fc' [ksj]	ϵ_0	n	k	α_1	fcR [ksj]	ϵ_{cR}	b	α_2	E [ksj]	Fy [ksj]	R _u	R _T	b _L	b _T	
HC-000-D16	0.00	9.08	0.0022	3.58	1.00	9.87	0.0032	1.32	1.00	0.2	0.519	0.000116	0.400	0.2	29000	58.3	25.0	25.0	29000	58.3	25.0	25.0	0.009	0.010	
HC-050-D16	0.50	9.27	0.0026	2.44	1.00	10.06	0.0038	1.29	1.01	0.2	0.589	0.000130	0.296	0.2	29000	58.3	25.0	25.0	29000	58.3	25.0	25.0	0.009	0.010	
HC-075-D16	0.75	9.95	0.0028	2.24	1.00	10.74	0.0040	1.29	1.01	0.2	0.624	0.000133	0.194	0.2	29000	58.3	25.0	25.0	29000	58.3	25.0	25.0	0.009	0.010	
HC-000-D19	0.00	9.08	0.0022	3.58	1.00	9.87	0.0032	1.32	1.00	0.2	0.519	0.000116	0.400	0.2	29000	58.3	25.0	25.0	29000	58.3	25.0	25.0	0.009	0.010	
HC-050-D19	0.50	9.27	0.0026	2.44	1.00	10.06	0.0038	1.29	1.01	0.2	0.589	0.000130	0.296	0.2	29000	58.3	25.0	25.0	29000	58.3	25.0	25.0	0.009	0.010	
HC-075-D19	0.75	9.95	0.0028	2.24	1.00	10.74	0.0040	1.29	1.01	0.2	0.624	0.000133	0.194	0.2	29000	58.3	25.0	25.0	29000	58.3	25.0	25.0	0.009	0.010	
NC-000-D13	0.00	4.05	0.0022	2.41	0.96	4.84	0.0044	1.27	1.02	0.2	0.396	0.000132	0.400	0.2	29000	58.3	25.0	25.0	29000	58.3	25.0	25.0	0.009	0.010	
NC-050-D13	0.50	4.47	0.0026	1.79	0.99	5.26	0.0050	1.27	1.02	0.2	0.455	0.000144	0.210	0.2	29000	58.3	25.0	25.0	29000	58.3	25.0	25.0	0.009	0.010	
NC-075-D13	0.75	4.73	0.0028	1.67	1.00	5.52	0.0052	1.27	1.02	0.2	0.472	0.000146	0.110	0.2	29000	58.3	25.0	25.0	29000	58.3	25.0	25.0	0.009	0.010	
NC-000-D16	0.00	4.05	0.0022	2.41	0.96	4.84	0.0044	1.27	1.02	0.2	0.396	0.000132	0.400	0.2	29000	58.3	25.0	25.0	29000	58.3	25.0	25.0	0.009	0.010	
NC-050-D16	0.50	4.47	0.0026	1.79	0.99	5.26	0.0050	1.27	1.02	0.2	0.455	0.000144	0.210	0.2	29000	58.3	25.0	25.0	29000	58.3	25.0	25.0	0.009	0.010	
NC-075-D16	0.75	4.73	0.0028	1.67	1.00	5.52	0.0052	1.27	1.02	0.2	0.472	0.000146	0.110	0.2	29000	58.3	25.0	25.0	29000	58.3	25.0	25.0	0.009	0.010	

Tabla B.2: Parámetros vigas de corte.

Parámetros Vigas																				
Tipo	Vf (%)	SFRC No Confinado				SFRC Confinado				α_1	Tracción				Acero					
		fc' [ksi]	ϵ_0	n	k	fc' [ksi]	ϵ_0	n	k		fcr [ksi]	ϵ_{CR}	b	α_2	E [ksi]	Fy [ksi]	R _u	R _T	b _l	b _T
NB-0-1	0.000	4.62	0.0022	2.54	0.97	4.90	0.0029	2.72	0.96	0.2	0.483	0.000151	1.000	0.2	29000	0.0	25.0	25.0	0.020	0.020
FNB-50-1	0.375	5.77	0.0025	2.12	0.99	6.05	0.0027	2.71	0.94	0.2	0.696	0.000194	0.615	0.2	29000	0.0	25.0	25.0	0.020	0.020
FNB-50-3	0.375	5.77	0.0025	2.12	0.99	6.05	0.0027	2.71	0.94	0.2	0.696	0.000194	0.615	0.2	29000	0.0	25.0	25.0	0.020	0.020