



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

**VALIDACIÓN DE MODELO DE INTERACCIÓN FLEXIÓN-CORTE EN  
ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

CONSUELO MONSERRAT ALVARADO NEIRA

PROFESOR GUÍA:  
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
FRANCISCO HERNÁNDEZ PRADO  
AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA

SANTIAGO DE CHILE

2021

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR  
AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL  
POR: **CONSUELO MONSERRAT ALVARADO NEIRA**  
FECHA: 4/10/2021  
PROF. GUÍA: LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

## **VALIDACIÓN DE MODELO DE INTERACCIÓN FLEXIÓN-CORTE EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO**

En la actualidad cada vez existen más elementos susceptibles de fallar al corte, por lo cual es importante entender y modelar correctamente estos elementos, considerando la interacción de todas las cargas que actúan sobre estos. Las ménsulas, vigas altas, columnas cortas y uniones viga-columna son parte de estos elementos que fallan al corte debido a su geometría, por ende, es relevante considerar modelos que reproduzcan su comportamiento de forma precisa y eficiente.

El modelo de muros ESFI-MVLEM, creado por López (2020), captura la interacción flexión-corte a través de paneles de hormigón armado conectados por vigas rígidas. A diferencia de modelos anteriores, se utiliza una expresión calibrada de las deformaciones horizontales, lo cual disminuye el costo computacional respecto a trabajos precedentes. Además de su formulación no lineal, el modelo utiliza la ley constitutiva cíclica de Chang y Mander para el hormigón y el modelo de Menegotto y Pinto para el acero. De esta forma, el modelo reproduce adecuadamente la curva de histeresis carga-desplazamiento de muros esbeltos, medianos y chatos.

En el presente trabajo se valida la aplicación del modelo ESFI-MVLEM en ménsulas, vigas altas, columnas y uniones viga-columna. Sin embargo, se realizaron cuatro modificaciones relevantes: regularización de los elementos de la discretización, incorporación de un modelo de acción de dovola elasto-plástico, aumento de la ductilidad del hormigón a tracción y aumento de la cuantía transversal para añadir el efecto del confinamiento en uniones viga-columna. Debido a la sensibilidad del modelo de ángulo fijo y las diferencias geométricas entre los muros usados para la calibración del modelo ESFI-MVLEM y los elementos estructurales de este trabajo, se decide modificar la ductilidad del hormigón a tracción para disminuir problemas numéricos.

Para validar los resultados del modelo, se recopila una base de datos de 109 ménsulas, 182 vigas altas, 31 columnas y 92 uniones viga-columna. De esta forma, se evalúa la razón de la resistencia  $V_{modelo}/V_{ensayo}$  obteniendo un promedio de 1.1035 para todos los elementos y un coeficiente de variación de 0.2646. Además, se estudia la dependencia de los resultados para todos los elementos respecto a variables significativas en la capacidad al corte de elementos de hormigón armado. Por último, se comparan los resultados con modelos de la literatura, normas y el modelo computacional de flexión MVLEM.

*A mis padres.*

# Tabla de Contenido

<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción general . . . . .	1
1.2. Objetivos . . . . .	2
1.2.1. Objetivo general . . . . .	2
1.2.2. Objetivos específicos . . . . .	2
1.3. Alcances . . . . .	2
1.4. Metodología . . . . .	3
1.5. Resultados esperados . . . . .	3
<b>2. Marco teórico</b>	<b>4</b>
2.1. Modelos de panel . . . . .	6
2.2. Leyes constitutivas . . . . .	7
2.2.1. Hormigón . . . . .	7
2.2.2. Acero . . . . .	9
2.3. Modelos analíticos de deformación en x . . . . .	10
<b>3. Validación del modelo</b>	<b>12</b>
3.1. Descripción de los elementos . . . . .	12
3.1.1. Ménsulas . . . . .	12
3.1.2. Vigas altas . . . . .	13
3.1.3. Columnas . . . . .	13
3.1.4. Uniones viga-columna . . . . .	14
3.2. Descripción de base de datos . . . . .	14
3.2.1. Ménsulas . . . . .	15
3.2.2. Vigas cortas . . . . .	15
3.2.3. Columnas . . . . .	15
3.2.4. Uniones viga-columna . . . . .	16
3.3. Modelo en OpenSees . . . . .	16
3.3.1. Ménsulas . . . . .	16
3.3.2. Vigas altas . . . . .	17
3.3.3. Columnas . . . . .	18
3.3.4. Uniones viga-columna . . . . .	20
3.4. Modificaciones al modelo . . . . .	20
3.4.1. Regularización del modelo . . . . .	20
3.4.2. Impacto del cambio de modelo de dovela elástico a elasto-plástico . . . . .	21
3.4.3. Impacto del aumento de la ductilidad del hormigón . . . . .	27

3.4.4.	Calibración de cuantía transversal en uniones para incorporar confinamiento . . . . .	28
3.5.	Validación de capacidad máxima . . . . .	30
3.5.1.	Características influyentes . . . . .	32
3.5.1.1.	Cuantía equivalente . . . . .	33
3.5.1.2.	Resistencia a compresión del hormigón . . . . .	35
3.5.1.3.	Cuantía de borde . . . . .	38
3.5.1.4.	Cuantía longitudinal . . . . .	40
3.5.1.5.	Esbeltez . . . . .	42
3.6.	Validación de respuesta global . . . . .	45
3.6.1.	Ménsulas . . . . .	45
3.6.2.	Vigas altas . . . . .	46
3.6.3.	Columnas . . . . .	47
<b>4.</b>	<b>Comparación con otros modelos</b>	<b>50</b>
4.1.	Modelos para ménsulas . . . . .	50
4.1.1.	Instituto Americano del Hormigón (ACI318-19 Capítulo 16.5) . . . . .	50
4.1.2.	Método de Russo et al.(2006) . . . . .	51
4.1.3.	Modelo cerrado de Melo (2018) . . . . .	51
4.2.	Modelos para vigas cortas . . . . .	52
4.2.1.	Instituto Americano del Hormigón (ACI318-19 Capítulo 9.9) . . . . .	52
4.2.2.	Código británico (BS8110-1997) . . . . .	53
4.2.3.	Modelo cerrado de Melo (2018) . . . . .	53
4.3.	Modelos para columnas . . . . .	53
4.3.1.	Instituto Americano del Hormigón (ACI318-19 Capítulo 10.5) . . . . .	53
4.3.2.	MVLEM . . . . .	53
4.4.	Modelos para uniones viga-columna . . . . .	54
4.4.1.	Instituto Americano del Hormigón (ACI318-19 Capítulo 15.4) . . . . .	54
4.4.2.	Modelo de Wang et al.(2012) . . . . .	55
4.4.3.	Modelo cerrado de Melo . . . . .	56
4.5.	Comparación de modelos . . . . .	56
<b>5.</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>61</b>
5.1.	Trabajos futuros . . . . .	62
	<b>Bibliografía</b>	<b>63</b>

# Índice de Tablas

4.1.	Comparación de modelos para ménsulas . . . . .	58
4.2.	Comparación de modelos para vigas . . . . .	58
4.3.	Comparación de modelos para columnas . . . . .	59
4.4.	Comparación de modelos para uniones viga-columna . . . . .	60

# Índice de Ilustraciones

2.1.	Modelo de interacción MVLEM [2] . . . . .	4
2.2.	Modelo de interacción basado en el desplazamiento [2] . . . . .	5
2.3.	Modelo SFI-MVLEM [2] . . . . .	6
2.4.	Modelo de ángulo fijo FSAM: a) Antes de la primera fisura; b) Después de la primera fisura; c) Después de la segunda fisura [6] . . . . .	7
2.5.	Ley constitutiva del hormigón de Chang y Mander [2] . . . . .	8
2.6.	Ley constitutiva del acero de Menegotto y Pinto [2] . . . . .	9
3.1.	Geometría típica de una ménsula de hormigón armado [16] . . . . .	12
3.2.	Geometría típica de una viga alta de hormigón armado . . . . .	13
3.3.	Geometría típica de una columna corta de hormigón armado . . . . .	13
3.4.	Tipos de uniones [18] . . . . .	14
3.5.	a) Geometría típica de una unión viga-columna exterior. b) Representación de la armadura de una unión [14] . . . . .	14
3.6.	Analogía ménsula-muro en voladizo [12] . . . . .	16
3.7.	Discretización del elemento . . . . .	17
3.8.	Geometría típica de ensayo de viga corta [20] . . . . .	17
3.9.	Discretización del modelo para vigas altas . . . . .	18
3.10.	Geometría típica de ensayo de columna [21] . . . . .	19
3.11.	Discretización del modelo para columnas . . . . .	19
3.12.	Ensayo Unidad 1 (Park 1983) [22] . . . . .	20
3.13.	Energía de fractura para hormigón no confinado [23] . . . . .	21
3.14.	Resistencia respecto a la deformación del caso 1 de ménsulas de la base de datos . . . . .	22
3.15.	Modelo elástico de acción de dovela [2] . . . . .	23
3.16.	Análisis de acción de dovela (a) utilizando el modelo de viga en medio elástico (b) . . . . .	23
3.17.	Diámetro de barra según la cantidad de armadura . . . . .	24
3.18.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM con modelo de dovela elasto-plástico . . . . .	25
3.19.	Respuesta global del ensayo de Foster . . . . .	25
3.20.	Respuesta global del ensayo de Foster . . . . .	26
3.21.	Parámetros estadísticos para ménsulas al aumentar la capacidad última de dovela . . . . .	27
3.22.	Parámetros estadísticos para ménsulas al modificar la ductilidad del hormigón . . . . .	28
3.23.	Calibración de factor de confinamiento para uniones exteriores . . . . .	29
3.24.	Calibración de factor de confinamiento para uniones interiores . . . . .	30
3.25.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM . . . . .	31
3.26.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM . . . . .	31
3.27.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM . . . . .	32
3.28.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM . . . . .	32

3.29.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía equivalente . . . . .	34
3.30.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía equivalente . . . . .	34
3.31.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía equivalente . . . . .	35
3.32.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía equivalente . . . . .	35
3.33.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la tensión máxima del hormigón a compresión . . . . .	36
3.34.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la tensión máxima del hormigón a compresión . . . . .	37
3.35.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la tensión máxima del hormigón a compresión . . . . .	37
3.36.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la tensión máxima del hormigón a compresión . . . . .	38
3.37.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto al acero de borde	39
3.38.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto al acero de borde	39
3.39.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto al acero de borde	40
3.40.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto al acero de borde	40
3.41.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía longitudinal . . . . .	41
3.42.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía longitudinal . . . . .	42
3.43.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía longitudinal . . . . .	42
3.44.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la esbeltez .	43
3.45.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la esbeltez .	44
3.46.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la esbeltez .	44
3.47.	Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la esbeltez .	45
3.48.	Resistencia máxima al corte del ensayo . . . . .	46
3.49.	Resistencia máxima al corte del ensayo L5-100 . . . . .	47
3.50.	Resistencia máxima al corte del ensayo UH5-75 . . . . .	47
3.51.	Resistencia máxima al corte del ensayo 0V04 . . . . .	48
3.52.	Resistencia máxima al corte del ensayo 0V15 . . . . .	48
3.53.	Resistencia máxima al corte del ensayo 0VA04 . . . . .	49
4.1.	Método de cortante por fricción con el refuerzo cortante a tracción [17] . . . .	50
4.2.	Área efectiva de la unión [17] . . . . .	54
4.3.	Mecanismo de falla en unión viga-columna [33] . . . . .	55
4.4.	Parámetros estadísticos de modelos de ménsulas . . . . .	57
4.5.	Parámetros estadísticos de modelos de vigas altas . . . . .	58
4.6.	Parámetros estadísticos de modelos de columnas . . . . .	59
4.7.	Parámetros estadísticos de modelos de uniones viga-columna . . . . .	60



# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Introducción general

En los países sísmicos, como Chile, es habitual que los sistemas estructurales estén bajo solicitaciones de corte de gran magnitud. Generalmente los muros se encargan de resistir estas fuerzas, sin embargo, existen otros elementos estructurales que deben resistir a solicitaciones de corte tales como columnas, vigas cortas, ménsulas y uniones viga-columna.

No obstante, estas estructuras se encuentran bajo solicitaciones combinadas, por lo tanto, para obtener una respuesta cercana al comportamiento real es necesario implementar un modelo no lineal. Diversos modelos se han propuesto para representar la respuesta de cada tipo de elemento estructural, por esa razón este trabajo busca validar de forma unificada un nuevo modelo de interacción flexión-corte, que permita obtener una respuesta de resistencia-deformación apropiada y, al mismo tiempo, eficiente en términos computacionales. Con el fin de cumplir esto, se analizarán los resultados del modelo analítico respecto a resultados experimentales de la literatura y de otros modelos similares.

En este trabajo se implementa el modelo ESFI-MVLEM, creado por López (2020), basado en el modelo SFI-MVLEM, que captura la interacción de las cargas axiales, de flexión y corte a través de un modelo de paneles de hormigón armado. El nuevo modelo presenta resultados apropiados en todo tipo de muros, por esa razón se busca validar el modelo en otras estructuras bajo solicitaciones similares a muros y, además, proponer una posible línea de investigación para la extensión a elementos estructurales solicitados por cargas biaxiales.

La creación de modelos no lineales para estudiar elementos estructurales se vuelve cada vez más relevante en las oficinas de ingeniería, ya que permite realizar proyectos complejos al analizar casos no contemplados por las normas. Asimismo, existen nuevos criterios de diseño que se basan en el comportamiento y requieren de modelos no lineales, lo cual aumenta su relevancia en la práctica ingenieril. Además, la elaboración de modelos eficientes permite que estos sean más utilizados y, por lo tanto, que el diseño se vuelva más preciso y eficaz.

## 1.2. Objetivos

### 1.2.1. Objetivo general

Validar el modelo ESFI (Efficient-Shear-Flexure-Interaction), propuesto por López (2020), para vigas altas, columnas, ménsulas y uniones viga-columna. Con el fin de cumplir esta meta, se realizará un análisis de los resultados para una base de datos de la literatura.

### 1.2.2. Objetivos específicos

- Verificar el cálculo de la capacidad al corte del modelo, comparando las predicciones con una base de datos de vigas altas, columnas, ménsulas y uniones viga-columna.
- Validar la respuesta global del modelo para ensayos particulares de vigas altas, columnas, ménsulas y uniones viga-columna.
- Comparar la resistencia de la base de datos respecto a características relevantes de las estructuras, para determinar si el parámetro se captura correctamente.
- Comparar los resultados del modelo con la norma ACI318 y modelos de flexión.
- Generar recomendaciones para una posible extensión del modelo a columnas bajo sollicitación biaxial.

## 1.3. Alcances

Con el fin de lograr los objetivos anteriores, se establecen las siguientes actividades:

- Revisión bibliográfica:

Se realiza una lectura exhaustiva para comprender las hipótesis del modelo. Además, se investigan modelos constitutivos biaxiales, con el fin de establecer la factibilidad de una extensión del modelo para elementos bajo sollicitaciones de corte en dos direcciones.

- Selección de ensayos de la literatura:

Se elige una base de datos que permita validar la robustez del modelo, es decir, que incluya variaciones de todas las propiedades posibles. Además, en esta etapa se eligen ensayos que serán estudiados en profundidad, con tal de validar el cálculo analítico de las deformaciones.

- Comparar datos analíticos y experimentales:

Se comparan las resistencias analíticas con los datos experimentales. De esta forma, se verifica si el modelo predice adecuadamente la capacidad de los elementos estructurales. Adicionalmente, se compara la respuesta global del modelo para ensayos de interés de los cuatro tipos de estructuras.

- Estudio de variables significativas:

Se estudian las características que influyen en la predicción de la capacidad, así como en otros resultados del modelo.

- Estudio comparativo:

Se analizan los resultados del modelo ESFI-MVLEM en comparación a otros modelos, como MVLEM o SFI-MVLEM. Para esto, se revisa la precisión de la predicción de capacidad, rigidez y deformaciones, además de la eficiencia computacional.

- Extensión del modelo para cargas de corte biaxiales:

Finalmente, se propone una línea de investigación para extender el modelo para elementos estructurales sometidos a fuerzas en dos direcciones.

## 1.4. Metodología

El estudio se centra en elementos de hormigón armado de tipo vigas cortas, columnas, ménsulas y uniones viga-columna. Como se mencionó anteriormente, se estudia la precisión del modelo ESFI-MVLEM en la predicción de la resistencia al corte, así como la influencia de las propiedades de los materiales y configuración de los distintos ensayos.

Por otro lado, se realiza un análisis comparativo de las predicciones de distintos modelos, junto con una medición de la eficiencia computacional.

Finalmente, se presenta una posible línea de investigación para la extensión del modelo en columnas bajo fuerzas biaxiales, tanto de corte como de flexión.

## 1.5. Resultados esperados

Validar el modelo no lineal ESFI-MVLEM para vigas cortas, columnas, ménsulas y uniones viga-columna, que permite conocer el comportamiento de la resistencia, deformaciones, ángulos de fisura y respuesta desacoplada de resistencia.

Adicionalmente, proponer una extensión del modelo para columnas sometidas a cargas biaxiales de corte, mediante el estudio del modelo de panel en tres dimensiones y las leyes constitutivas.

# Capítulo 2

## Marco teórico

Dentro de la base de los modelos de tipo panel se encuentra el modelo de interacción MLVEM (Multiple-Vertical-Line-Element-Model) [1]. Consiste en fibras uniaxiales verticales conectadas a dos vigas rígidas en su parte inferior y superior (figura 2.1). En estos elementos, la flexión y esfuerzo axial están acoplados mediante los resortes verticales y el esfuerzo de corte se representa por un resorte horizontal ubicado en la altura relativa  $ch$ . La variable  $c$  representa la ubicación del centro de rotación entre la viga superior e inferior, donde estudios empíricos anteriores han demostrado que un valor de  $c = 0.4$  es correcto para el modelo [1]. Finalmente, para modelar un elemento estructural, cada elemento MVLEM se acopla con otros verticalmente, creando un sistema de  $3 \cdot (N + 1)$  grados de libertad, donde  $N$  es la cantidad de elementos que modelan el muro.

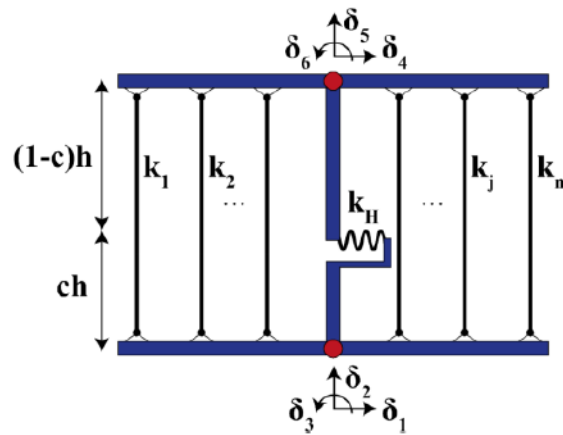


Figura 2.1: Modelo de interacción MVLEM [2]

El modelo de interacción flexión-corte basado en el desplazamiento, propuesto por Massone, Orakcal y Wallace [3] [4], incorpora la interacción flexión-corte en el modelo MVLEM cambiando los elementos uniaxiales por elementos de dos dimensiones de tipo panel o membrana (figura 2.2).

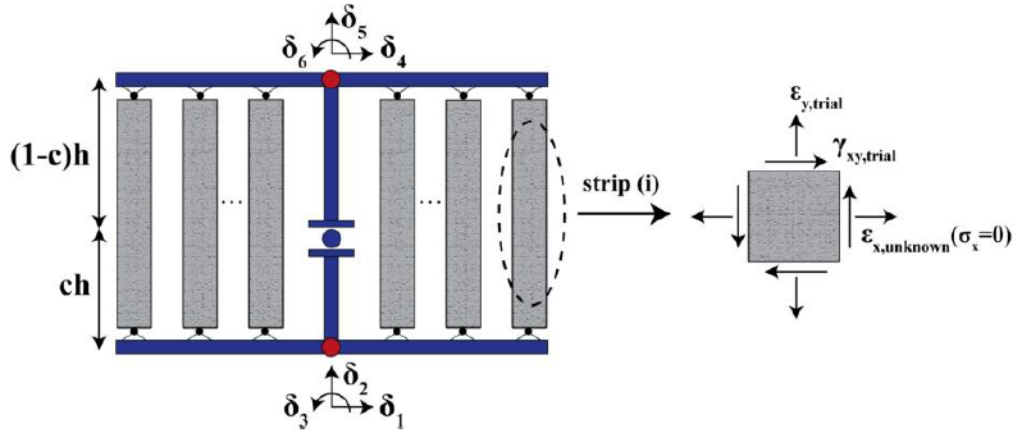


Figura 2.2: Modelo de interacción basado en el desplazamiento [2]

Esta modificación produce que el corte y la flexión están acoplados, ya que se considera que sólo actúan tensiones uniformes en el plano del panel (figura 2.2). Cada elemento del modelo posee seis grados de libertad ( $6\ GDL$ ), que distribuyen la deformación axial ( $\epsilon_y$ ) y de corte ( $\gamma_{xy}$ ) en cada panel  $i$  usando la hipótesis de Bernoulli y asumiendo que las vigas que unen todos los paneles son lo suficientemente rígidas para distribuir las deformaciones de corte uniformemente.

Sin embargo, la deformación horizontal  $\epsilon_x$  de cada panel se debe estimar, ya que no se puede determinar a partir de las deformaciones en los nodos. Debido a la falta de información de la época y las condiciones de borde laterales de muros, se asume que las tensiones horizontales de cada panel son nulas, es decir,  $\sigma_x = 0$ . Lo anterior permite iterar internamente sobre las deformaciones horizontales de cada panel,  $\epsilon_x$ , utilizando el modelo de ángulo variable (Rotating-Angle Softened-Truss-Model, RA-STM) junto con leyes constitutivas del hormigón y acero.

Dado lo anterior, este modelo no aumenta los grados de libertad del modelo MVLEM. No obstante, sólo puede representar el comportamiento monotónico de muros y el resultado es una envolvente de la capacidad real, es decir, no reproduce correctamente la respuesta experimental.

El modelo de interacción SFI-MVLEM (Shear-Flexion-Interaction-MVLEM), propuesto por Kolozvari [5], también modifica las fibras uniaxiales del modelo base MVLEM por elementos de tipo panel, sin embargo, las ecuaciones de equilibrio se basan en el modelo del ángulo fijo (Fixed-Strut-Angle-Model, FSAM) (figura 2.3). Adicionalmente, este modelo permite modelar el comportamiento cíclico del elemento, incluir los efectos de dovola del acero y de fricción en el hormigón fisurado.

En este modelo también se asume que las tensiones en la horizontal son nulas ( $\sigma_x = 0$ ) y, al mismo tiempo, se modifica el cálculo computacional pasando a un sistema de  $3 \cdot (n+1) + m \cdot n$  grados de libertad, donde  $m$  es la cantidad de paneles y  $n$  es la cantidad de elementos acoplados verticalmente.

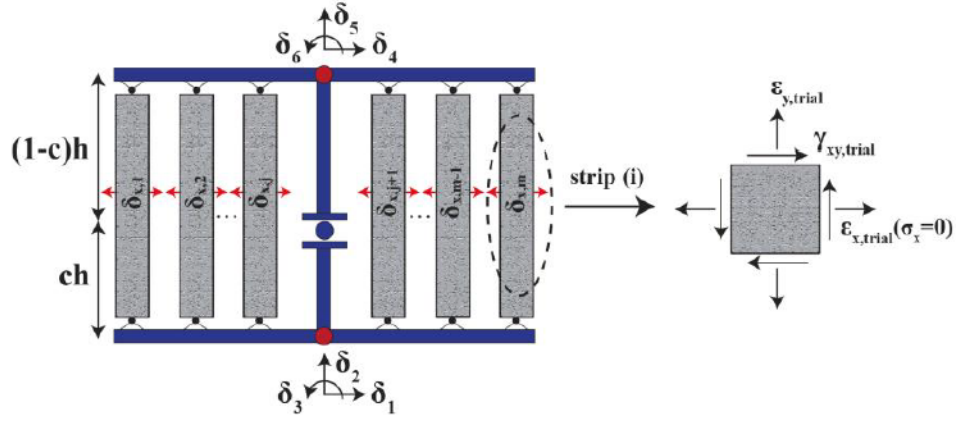


Figura 2.3: Modelo SFI-MVLEM [2]

Por último, el modelo ESFI-MVLEM, desarrollado por López [2], nace de la necesidad de reducir el costo computacional del modelo anterior, además de generalizar los resultados para todo tipo de muros, desde chatos a delgados. Esta formulación incluye una expresión calibrada para la deformación en  $x$ , que depende de la deformación de corte y la armadura horizontal, lo cual elimina la condición de equilibrio de las tensiones en  $x$  del modelo SFI-MVLEM. Luego, el problema elimina  $m$  grados de libertad y vuelve a ser un problema computacional de  $3 \cdot (N + 1)$  grados de libertad.

## 2.1. Modelos de panel

El modelo de ángulo variable, RA-STM, captura el comportamiento no lineal basándose en tres principios mecánicos: equilibrio, compatibilidad y leyes constitutivas. Las relaciones de compatibilidad y equilibrio se derivan de un análisis de círculo de Mohr para deformaciones y tensiones, mientras que las leyes constitutivas se eligen de la literatura, con el fin de obtener los modelos mejor calibrados. La clave de este modelo es que, para cada elemento, se asume que la dirección principal de las tensiones y deformaciones coincide.

El modelo de interacción basado en el desplazamiento considera que los paneles poseen el comportamiento del modelo RA-STM, el cual se modifica para incluir el equilibrio en los nodos.

Posteriormente, Orakcal et al. [6] proponen el modelo de ángulo fijo, FSAM, que incorpora el modelo RA-STM hasta que se produce la primera fisura en el hormigón. Luego, se fija la dirección de tensiones principales como la dirección o ángulo de la fisura, hasta alcanzar la segunda fisura.

Antes de la fisuración, la dirección principal de las deformaciones coincide con la dirección principal de las tensiones y se considera una ley constitutiva monótonica para el hormigón. Cuando la deformación de tensión del hormigón excede la deformación de fisuración, entonces se produce la primera fisura y la dirección principal de tensiones se fija en esta dirección. Mientras tanto, la dirección principal de deformaciones continua variando según el incremento de deformaciones dado.

Además, se asume que no se desarrolla tensión de corte en la fisura. En este punto, después de la primera fisura, se aplica una ley constitutiva de histéresis uniaxial de hormigón en

la dirección paralela y perpendicular a la fisura, logrando registrar el comportamiento del hormigón en la fisura.

Posteriormente, bajo la hipótesis de que no se desarrolla corte en la falla, la dirección de la segunda fisura ocurre perpendicular respecto a la primera. Así, el campo de tensiones incluye dos fallas independientes trabajando en compresión y tensión, mientras que el campo de deformaciones sigue variando según el aumento de deformaciones dado. La dirección de las tensiones se fija en las dos direcciones principales de las fisuras y se aplica la ley constitutiva de histéresis uniaxial en la dirección de ambas fisuras.

La figura 2.4 resume los tres estados del elemento tipo panel.

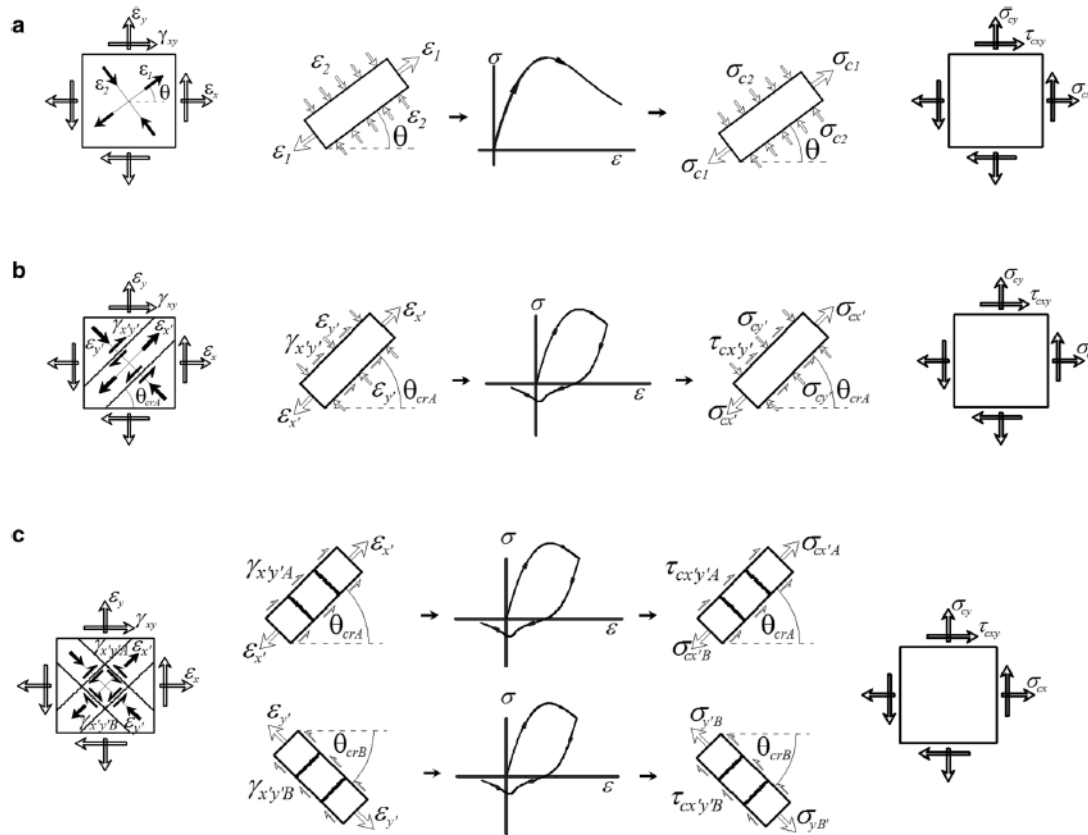


Figura 2.4: Modelo de ángulo fijo FSAM: a) Antes de la primera fisura; b) Después de la primera fisura; c) Después de la segunda fisura [6]

La principal ventaja que presenta el modelo FSAM es que incluye una ley constitutiva de histéresis que permite modelar el comportamiento cíclico de los paneles y, por ende, le da mayor rango de aplicación a los modelos, sobretodo para modelar el comportamiento sísmico que suele implicar las mayores solicitaciones de corte.

## 2.2. Leyes constitutivas

### 2.2.1. Hormigón

El modelo SFI-MVLEM utiliza la curva de histéresis uniaxial de Chang y Mander (figura 2.5), que representa el comportamiento cíclico del hormigón. Para caracterizar esta curva, es

necesario conocer los valores de la tensión máxima de compresión ( $f'_c$ ), la tensión máxima de tracción ( $f_t$ ), la deformación en la compresión máxima ( $\varepsilon_c$ ), la deformación en la tracción máxima ( $\varepsilon_t$ ), el módulo de elasticidad ( $E_c$ ), el parámetro de forma de Tsai en compresión ( $r_c$ ) y en tracción ( $r_t$ ) y el parámetro de deformación crítica para compresión y tracción ( $x_{cr}$ ).

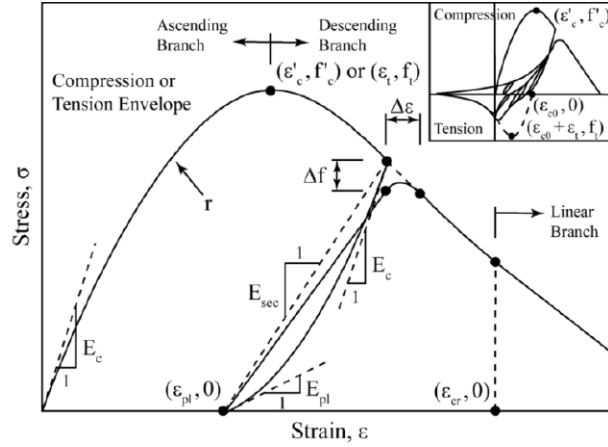


Figura 2.5: Ley constitutiva del hormigón de Chang y Mander [2]

La envolvente de la curva a compresión y tracción se basan en la ecuación de Popovics, utilizada por Tsai [7]:

$$y = \frac{nx}{1 + \left(n - \frac{r}{r-1}\right)x + \frac{x^r}{r-1}} \quad (2.1)$$

Con  $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c}$  e  $y = \frac{f_c}{f'_c}$  para el caso en compresión, mientras que  $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_t}$  e  $y = \frac{f_c}{f_t}$  para tracción.

Se consideran los valores de máxima compresión del hormigón ( $f'_c$ ) disponibles de la base de datos, mientras que el valor de la máxima deformación a compresión ( $\varepsilon'_c$ ) se fija en base al comportamiento experimental hormigón ( $\varepsilon'_c = 0.002$ ). Por otro lado, el factor de forma a compresión  $r_c$  se calcula según las expresiones de Chang y Mander [7].

$$r = \frac{f'_c}{5.2} - 1.9 \quad [MPa] \quad (2.2)$$

Asimismo, se utilizan los valores y expresiones del hormigón a tracción determinadas por Berlabi y Hsu [8].

$$\varepsilon_t = 0.00008 \quad (2.3)$$

$$f_t = 0.31\sqrt{f'_c} \quad [MPa] \quad (2.4)$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad [MPa] \quad (2.5)$$

El factor de forma de Tsai modifica la ductilidad de la curva a tracción del hormigón. Orakcal y Wallace [9] sugieren utilizar  $r_t = 1.2$ .



### 2.2.2. Acero

Por otro lado, la ley constitutiva del acero consiste en el modelo uniaxial de Menegotto y Pinto, extendido por Filippou (figura 2.6). Este modelo necesita de la tensión de fluencia en tracción ( $f_{yp}$ ) y en compresión ( $f_{ym}$ ), el modulo de elasticidad inicial ( $E_0$ ), el factor de endurecimiento en tracción ( $b_p$ ) y en compresión ( $b_n$ ), junto con los parámetros de curvatura  $R_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$

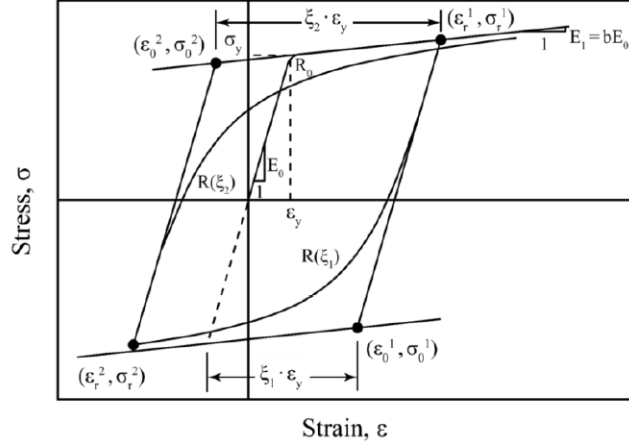


Figura 2.6: Ley constitutiva del acero de Menegotto y Pinto [2]

En este estudio, se considera que el acero posee el mismo comportamiento en tracción y en compresión. Además, se aplica una disminución de la tensión de fluencia del acero de la base de datos y se elige un valor constante para el parámetro de endurecimiento. Por último, los parámetros de curvatura son calibrados de acuerdo a las recomendaciones de Menegotto y Pinto [10].

$$f_{y,modelo} = 0.91 f_{y,ensayo} \quad (2.6)$$

$$E_0 = 200.000 \quad [MPa] \quad (2.7)$$

$$R_0 = 20 \quad (2.8)$$

$$a_1 = 18.5 \quad (2.9)$$

$$a_2 = 0.15 \quad (2.10)$$

La razón para elegir los modelos anteriores se debe a los ensayos que validaron los modelos, ya que estos son los más adecuados debido a la cantidad de información que se posee respecto a los modos de falla de los ensayos. Por ejemplo, la ley constitutiva de Chang y Mander utilizada en el modelo SFI-MVLEM se modifica para considerar comportamientos de paneles de hormigón: efecto de ablandamiento del hormigón a compresión, daño biaxial del hormigón y endurecimiento a tensión del hormigón y del acero.

### 2.3. Modelos analíticos de deformación en x

Como se mencionó anteriormente, la diferencia fundamental del modelo ESFI-MVLEM radica en el cálculo de la deformación horizontal,  $\varepsilon_x$ , ya que en modelos anteriores se asume que la resultante de tensiones en la horizontal es nula ( $\sigma_x = 0$ ), lo cual requiere iterar sobre las deformaciones horizontales ( $\varepsilon_x$ ).

Por otro lado, en trabajos anteriores, Massone [11] propuso un valor calibrado de  $\varepsilon_x$ , basado en la cantidad de armadura horizontal ( $\rho_h$ ), la altura del muro ( $h_w$ ), el largo del muro ( $l_w$ ), la resistencia a compresión del hormigón ( $f'_c$ ), la carga axial ( $N$ ), el área gruesa del muro ( $A_g$ ) y el desplazamiento de techo ( $\delta$ ).

$$\varepsilon_{x,max} = 0.0033(100\rho_h + 0.25)^{-0.53} \left( \frac{h_w}{l_w} + 0.5 \right)^{0.47} \left( \frac{100N}{f'_c A_g} + 5 \right)^{0.25} \cdot (100\delta)^{1.4} \quad (2.11)$$

$$\frac{\varepsilon_x(y)}{\varepsilon_{x,max}} = \sin^{0.75} \left( \frac{y}{h_w} \pi \right) \quad (2.12)$$

Sin embargo, esta formulación representa variadas complicaciones. Primero, la fórmula de la deformación horizontal,  $\varepsilon_x(y)$ , cambia dependiendo del tipo de apoyo del muro. En segundo lugar, la deformación depende del desplazamiento de techo, lo cual solo tiene sentido cuando se aplica a un muro que va desde la base hasta el techo del sistema estructural. Lo anterior, junto con el uso de numerosas variables, complejizan la implementación para estudiar sistemas estructurales completos o ampliar su uso en otros elementos de hormigón armado.

Con respecto a otros modelos de interacción flexión-corte, específicos para uniones viga-columna, ménsulas y vigas cortas, existen otros antecedentes de modelos calibrados analíticamente.

Alvarez [12] realizó un modelo para ménsulas basado en el modelo de paneles MCFT [13], utilizando el modelo de ángulo variable. No obstante, se utilizan expresiones calibradas para el ángulo de fisuración ( $\alpha$ ) y las deformaciones longitudinal y transversal que, junto con las ecuaciones de compatibilidad, equilibrio y leyes constitutivas, establecen un método iterativo para construir la respuesta de los elementos dado un desplazamiento de techo ( $\delta$ ).

$$\alpha = 175.2 \left( \frac{a}{h} + 5 \right)^{-0.605} \left( \frac{N}{f'_c b h} + 1 \right)^{-4.6} \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_t = 0.007(100\delta)^{1.4} \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_L = 0.0073 \left( \frac{a}{h} + 0.5 \right)^{-0.37} (100\delta)^{0.93} \quad (2.15)$$

Donde  $d$  es el largo del panel,  $a$  es la distancia hasta el punto donde se aplica la carga y  $b$  el ancho del panel.

Para uniones viga-columnas, el modelo de Orrego [14] propone una formulación similar que mantiene las mismas expresiones para la deformaciones en las direcciones principales, pero que modifica la ley constitutiva del hormigón en tracción. Además, modifica el ángulo de la dirección principal ( $\alpha$ ) para incluir el impacto de la armadura horizontal y el confinamiento proporcionado por vigas y columnas adyacentes a la unión. En este trabajo, se establecen

dos casos de unión: externa e interna, y cada uno posee una expresión de ángulo de fisura.

Para una unión exterior:

$$\alpha = 17.6 \left( \frac{h}{L_w} + 0.5 \right)^{-0.02} \left( \frac{N}{f'_c b L_w} + 0.1 \right)^{-0.46} \quad (2.16)$$

Para una unión interior:

$$\alpha = 19.8 \left( \frac{h}{L_w} + 0.5 \right)^{-0.04} \left( \frac{N}{f'_c b L_w} + 0.1 \right)^{-0.43} \quad (2.17)$$

Al igual que en la formulación de Alvarez [12], el proceso iterativo ocurre en función de la deformación de corte ( $\gamma_{Lt} = \frac{\delta}{h}$ ), hasta que la fisura ocurre y se fija  $\alpha$  como la dirección principal.

Finalmente, Melo [15] propone un modelo generalizado para muros cortos, ménsulas, vigas altas y uniones viga-columna, basado en los modelos anteriores. Sin embargo, en este caso se trabaja con cuatro estados límites de tensiones que modifican el proceso iterativo de las deformaciones, aunque la iteración se continua realizando sobre las deformaciones de corte en las direcciones principales ( $\gamma_{L,t}$ ).

El modelo ESFI-MVLEM propone un valor calibrado para  $\varepsilon_x$  para cada elemento, basado en la deformación de corte ( $\gamma_{xy}$ ) y la cuantía horizontal del panel ( $\rho_h$ ), disminuyendo los grados de libertad del problema y, por ende, el tiempo computacional para resolver problemas no lineales.

$$\varepsilon_x = 0.55(1 + \rho_h)^{-60} (1 - 3^{-800|\gamma_{xy}|}) \cdot |\gamma_{xy}| \quad (2.18)$$

Al igual que Melo [15], este trabajo busca extender un modelo de paneles calibrado en muros para ménsulas, vigas altas, uniones viga-columna y columnas. Sin embargo, se espera que la expresión calibrada de la deformación en  $x$  no se deba modificar, pues no depende de la geometría del elemento estructural, ni de las condiciones de borde, entre otros. No obstante, existen otras consideraciones particulares como el efecto de confinamiento en uniones viga-columna o las deformaciones horizontales no nulas en vigas.

# Capítulo 3

## Validación del modelo

En este capítulo se analizarán los resultados del modelo ESFI-MVLEM aplicado en cuatro tipos de elementos de hormigón armado. Para validar el modelo globalmente, se calcula la resistencia máxima al corte y se compara con el resultado experimental, proveniente de la base de datos. Además, se estudia este resultado respecto a propiedades influyentes en la resistencia al corte, con el fin de determinar si el modelo captura correctamente estas características.

### 3.1. Descripción de los elementos

#### 3.1.1. Ménsulas

Una ménsula es un elemento especial (figura 3.1), también conocido como viga corta en voladizo, que sobresale de una columna o muro y cumple con que su distancia hasta la carga ( $a$ ) es menor a la altura del elemento ( $h$ ). Generalmente se encuentran empotradas a la columna y suelen fallar por corte. En algunos casos, se encuentran cargadas por tracción debido a los cambios de temperatura o por retracción del fraguado de la viga.

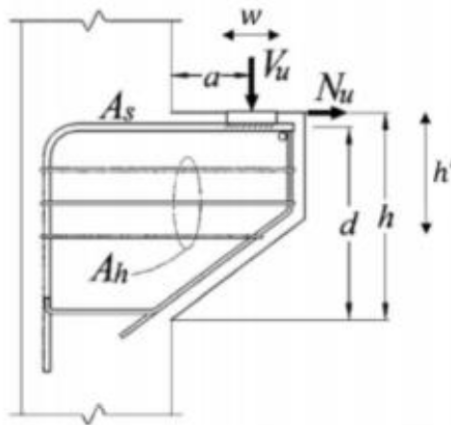


Figura 3.1: Geometría típica de una ménsula de hormigón armado [16]

Adicionalmente, las ménsulas cuentan con dos tipos de armaduras: armadura vertical o de borde  $A_s$  y armadura distribuida  $A_{sh}$ . La armadura de borde tiene por objetivo resistir los esfuerzos de tracción, mientras que la armadura distribuida se encarga de soportar el corte.

### 3.1.2. Vigas altas

De acuerdo a la norma ACI319-19 [17], una viga alta es un miembro estructural cargado y apoyado en sus caras opuestas, por lo que el puntal de compresión se desarrolla entre la carga y el apoyo. Por ende, se define como viga alta a los elementos cuya relación de aspecto ( $L_n/h$ ) es menor a 4 o, si existe una carga concentrada, la distancia entre la cara de la carga y la del apoyo no excede en dos veces la altura de la viga (figura 3.2).

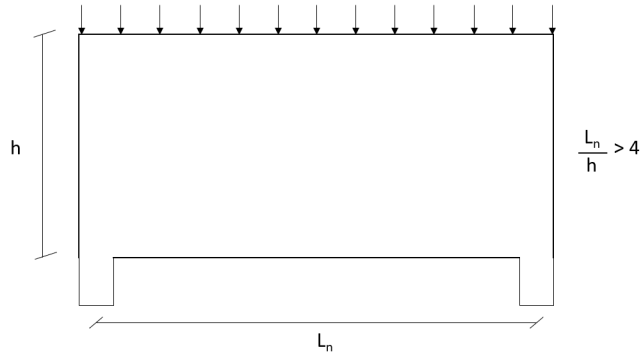


Figura 3.2: Geometría típica de una viga alta de hormigón armado

La misma norma establece que estos elementos deben ser diseñados mediante modelos no lineales o un modelo de puntal. Debido a sus características geométricas, las deformaciones en el alma favorecen la falla al corte de forma similar a lo que ocurre en muros cortos.

### 3.1.3. Columnas

Las columnas son elementos estructurales verticales que transmiten los esfuerzos de la estructura hacia las fundaciones. Generalmente, para su diseño domina la resistencia a compresión y flexión, sin embargo, existen columnas cuya falla ocurre por las sollicitaciones de corte.

Las columnas cortas se caracterizan por tener un relación de aspecto ( $L_{eff}/b$ ) menor a 12. En estos casos, la columna puede fallar por corte o colapsar, por ende, se evita el diseño de estos elementos. No obstante, suelen aparecer por modificaciones posteriores al diseño estructural.

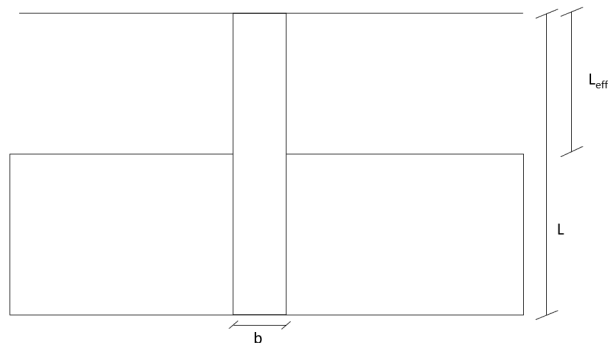


Figura 3.3: Geometría típica de una columna corta de hormigón armado

### 3.1.4. Uniones viga-columna

Las uniones viga-columna corresponden a la conexión entre viga y columnas. Típicamente se utilizan en marcos y permiten transferir los esfuerzos entre los elementos estructurales. Se dividen según la cantidad de elementos que concurran a ellas, es decir, la cantidad de vigas y columnas que convergen al elemento, ya que esto determinará su resistencia al producir distintos confinamientos y deformaciones laterales (figura 3.4).

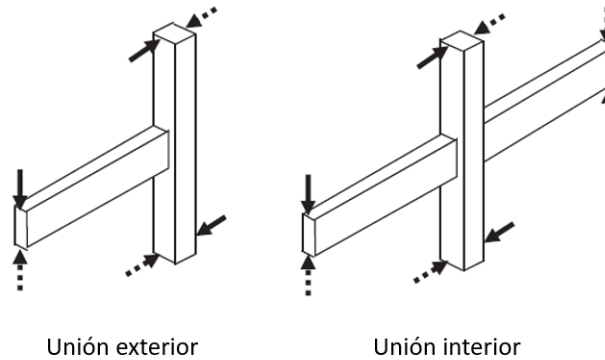


Figura 3.4: Tipos de uniones [18]

Al concurrir columnas y vigas, poseen una gran cantidad de armadura, la cual se divide en armadura transversal  $A_{st}$ , armadura longitudinal  $A_{sL}$  y armadura de borde  $A_{sb}$  (figura 3.5).

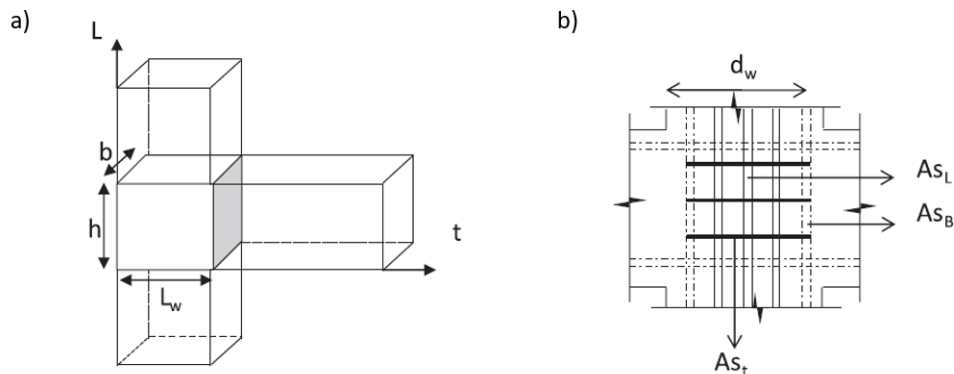


Figura 3.5: a) Geometría típica de una unión viga-columna exterior. b) Representación de la armadura de una unión [14]

## 3.2. Descripción de base de datos

La base de datos consiste en 416 ensayos, recopilados de los trabajos de Mejías (2014), Álvarez (2015), Orrego (2016) y Correa (2019). A continuación, se describe la variabilidad de las características de la base de datos para cada elemento.

### 3.2.1. Ménsulas

La base de datos de ménsulas de Álvarez [12] considera 109 ensayos recopilados de la literatura. Los trabajos utilizados son; Kriz y Rath (1965), Hermansen y Cowan (1974), Mattock et al. (1976), Fattuhi y Hughes (1989), Her (1990), Yong y Balaguru (1994), Fattuhi (1994), Selim et al. (1996). Algunos de los datos ya habían sido recopilados por Hwang et al. (2000), Torres (1998), Fernandes et al. (2014), investigaciones que permiten complementar los datos recopilados de los trabajos originales.

Los ensayos de ménsulas no poseen armadura transversal y el 49 % de los casos cuenta con armadura longitudinal. Ningún test posee carga axial. La cuantía de armadura longitudinal varía de 0 % a 1.6 %, mientras que la cuantía de armadura de borde varía de 0.29 % a 4.9 %. La tensión de fluencia del acero varía entre 303 [MPa] a 558 [MPa] y la resistencia a compresión del hormigón varía de 15 [MPa] a 105 [MPa].

### 3.2.2. Vigas cortas

La base de datos de consiste en 182 ensayos de vigas cortas. Los trabajos utilizados son; H. A. de Paiva y C. P. Siess (1965), K. N. Smith y A. S. Vantsiotis (1982), Fung – Kew Kong, Peter J. Robins, David F. Cole (1970), K. H. Tan., F. K. Kong, S. Teng y L. W. Weng, Guan L. (1995, 97), Jung – Keun Oh y Sung – Woo Shin (2001), K – H Yang, H – S Chung, E – T Lee, H – C Eun (2003). Algunos de los ensayos ya habían sido recopilados por Mau S. T. y Hsu T. T. C. (1987), cuya investigación permitió complementar los datos recopilados de los trabajos originales.

Los ensayos de vigas cortas poseen armadura transversal que varía entre 0 % a 2.7 %, mientras que la cuantía de armadura longitudinal fluctúa entre 0 % y 3.2 %. La cuantía de armadura de momento positivo varía entre 0.5 % a 2.6 % y la de momento negativo de 0 % a 0.9 %. La tensión de fluencia del acero varía de 287 [MPa] a 804 [MPa] y la resistencia a compresión del hormigón cambia de 16 [MPa] a 79 [MPa].

### 3.2.3. Columnas

La base de datos corresponde a 33 ensayos seleccionados de la base de datos de Correa [19], desde la cual se seleccionaron solamente ensayos bajo cargas unidireccionales. Todos los patrones de carga son cíclicos, excepto para 3 ensayos. Los trabajos utilizados son: K. Marayuma y J.O. Jirsa (1979), H. Ramirez y J.O. Jirsa (1980), O. Joh y T. Shibata (1984), T. Arakawa, Y. Arai, M. Mizoguchi y M. Yoshida (1990), M. Mizoguchi, T. Arakawa, Y. Arai y M. Yoshida (1990), T.P. Pham y B. Li (2013) y H. Umehara y J.O. Jirsa (1982).

La cuantía de armadura longitudinal fluctúa entre 1.4 % y 4.5 % y la transversal entre 0.13 % y 0.51 %. La resistencia a compresión del hormigón varía entre 22 [MPa] a 43 [MPa], mientras que la tensión de fluencia del acero longitudinal varía de 249 [MPa] a 496 [MPa] y el transversal de 307 [MPa] a 496 [MPa]. La carga axial, expresada en  $N/(A_g f'_c)$  donde:  $A_g$  : área gruesa de la sección;  $f'_c$  : resistencia a compresión del hormigón y  $N$  : carga axial, fluctúa entre 0.14 a 0.57 para columnas a compresión y entre 0 a -0.11 para columnas a tracción.

### 3.2.4. Uniones viga-columna

Los ensayos de uniones viga-columna corresponden a 54 test de uniones externas y 38 uniones internas. Algunos de los ensayos ya habían sido recopilados en los trabajos de Hwang et al. (1999 y 2000), los que se complementaron mediante sus fuentes: Megget (1974), Blakeley (1975), Lee et al. (1977), Pauley et al. (1981), Park et al. (1983), Kanada et al. (1984), Ehsani et al. (1985), Zerbe et al. (1985), Ehsani et al. (1987), Alameddine et al. (1990), Fujii et al. (1991), Kaku et al. (1991), Meinheit et al. (1977), Fenwick et al. (1977), Birss (1978), Beckingsale (1980), Park et al. (1981), Durrani et al. (1985), Otani et al. (1985), Abrams (1987), Leon (1990) y Kitayama et al. (1991).

La cuantía de armadura longitudinal varía de 0% a 4%, la de borde de 0.5% a 3.5% y la transversal de 0% a 3%. La tensión de fluencia del acero fluctúa de 280 [MPa] a 644 [MPa] y la resistencia a compresión del hormigón cambia de 22.1 [MPa] a 92.4 [MPa]. Por último, la carga axial varía de 0 a  $0.75f'_c$ .

## 3.3. Modelo en OpenSees

Para implementar el modelo ESFI-MVLEM, se realiza una analogía de cada elemento con un muro, además de discretizar y aplicar las cargas según sea necesario.

### 3.3.1. Ménsulas

Cada ménsula se considera como un muro en voladizo, es decir, empotrado en su base y con el borde superior libre (figura 3.6). De esta forma, la altura del elemento es la distancia  $a$ ,  $d$  es el largo,  $A_s$  es la armadura de borde y  $A_{sh}$  la armadura distribuida longitudinalmente. Por último, la fuerza de corte se aplica en el nodo superior.

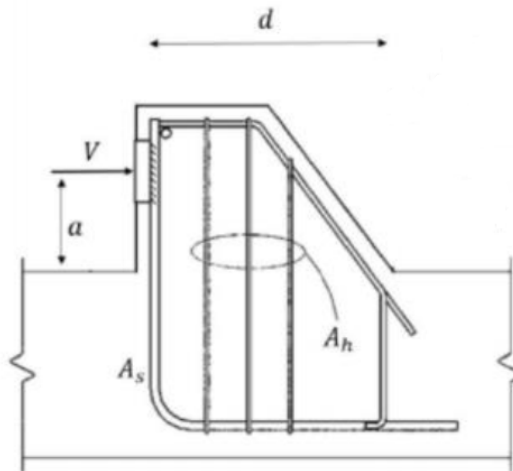


Figura 3.6: Analogía ménsula-muro en voladizo [12]

Si bien, en los ensayos existen distintas geometrías de ménsulas, en donde en algunos casos existe un lado diagonal, en este estudio se decidió modelar todos los ensayos como un muro rectangular.



De acuerdo a las recomendaciones de López para evitar problemas de localización, se decide dividir cada ménsula en 6 elementos verticales, donde cada elemento ESFI-MVLEM se divide en 10 horizontales (figure 3.7).

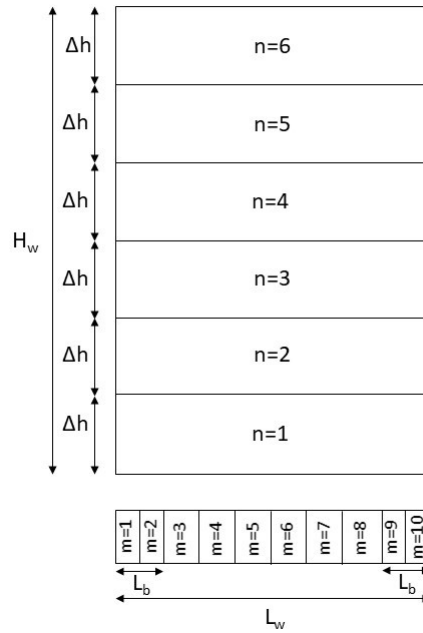


Figura 3.7: Discretización del elemento

### 3.3.2. Vigas altas

Todas las vigas de la base de datos fueron ensayadas según la implementación de la figura 3.8, donde la viga posee dos apoyos simples y dos cargas simétricas respecto al centro de esta. Por lo tanto, para realizar la analogía con el modelo de muros, se decide considerar media viga ( $L_f/2$ ), empotrada en la mitad, dado que es el lugar con mayor deflexión, y un borde libre en el extremo superior.

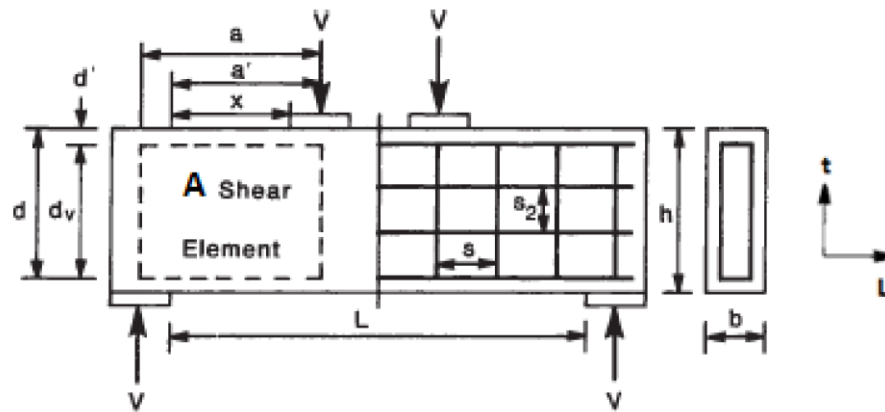


Figura 3.8: Geometría típica de ensayo de viga corta [20]

Donde:

- $L[mm]$ : largo de la viga
- $a[mm]$ : distancia entre el apoyo y la carga de corte  $V$ .

Por lo tanto, se implementa un elemento con dos cargas iguales a una distancia  $a$  entre ellas, que corresponde al valor  $H_w$  de la base de datos. Además, se utiliza la misma discretización vertical y horizontal que en ménsulas, pero se incorpora la segunda carga en el nodo vertical 4 (figura 3.9).

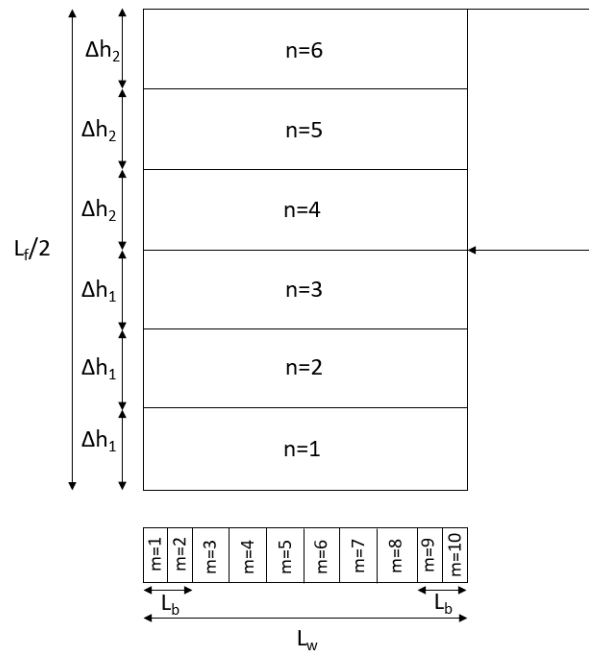


Figura 3.9: Discretización del modelo para vigas altas

### 3.3.3. Columnas

Las columnas de la base de datos corresponden a ensayos de columnas doblemente empotradas, con un sistema de carga ubicado en la zona superior, para aplicar cargas axiales o bi-direccionales (figura 3.10).

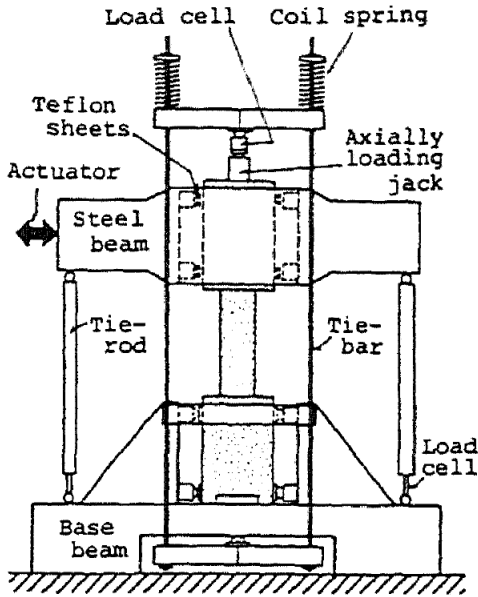


Figura 3.10: Geometría típica de ensayo de columna [21]

Con el objetivo de modelar el comportamiento de columnas bajo esta configuración, se decide bloquear la rotación en el nodo superior del elemento. Además, se modifica la discretización respecto a los otros elementos ya que en columnas no existen elementos de borde. La configuración de la armadura longitudinal consiste en 8 barras, excepto el ensayo de Umehara, cuyas probetas son de 10 barras.

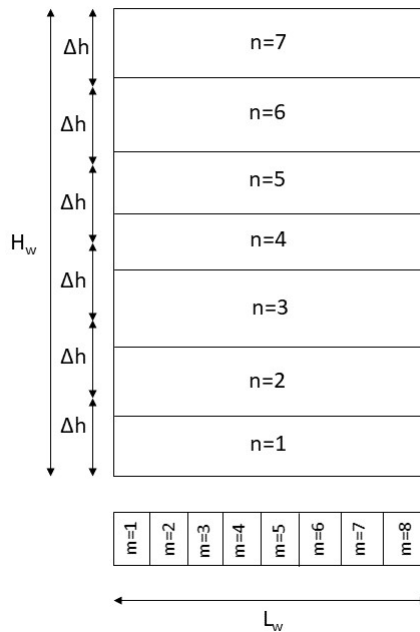


Figura 3.11: Discretización del modelo para columnas

### 3.3.4. Uniones viga-columna

Los ensayos de uniones viga columna tienen una configuración particular, que incluye la presencia de una viga y una columna (figura 3.12). Así, la respuesta de la unión a los diferentes esfuerzos debería incluir los momentos generados por la carga horizontal  $H$  y vertical  $V$ . Sin embargo, debido a la simetría del montaje experimental, es posible modelar el elemento sin estos momentos adicionales, solamente con la carga axial  $P$  y de corte  $H$ .

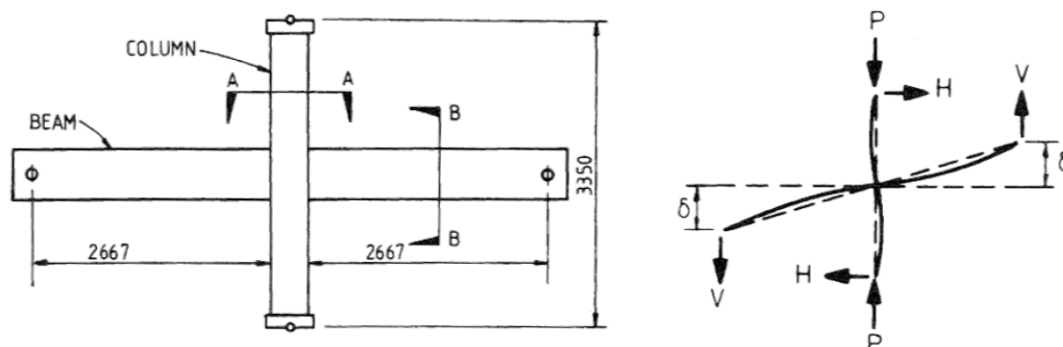


Figura 3.12: Ensayo Unidad 1 (Park 1983) [22]

Así, la unión se modela como un muro en voladizo empotrado en su base, bajo una carga axial  $P$  y de corte  $H$ . De esta forma, la armadura descrita en la figura 3.5 coincide con la armadura del modelo de muros ESFI-MVLEM.

## 3.4. Modificaciones al modelo

A pesar de las similitudes de los elementos en estudio de este trabajo respecto a muros, en la base de datos existe una mayor variabilidad de las propiedades geométricas y de los materiales que obligaron a realizar modificaciones para cada elemento. El objetivo de estas modificaciones no es generar una nueva calibración de la expresión de la deformación horizontal  $\varepsilon_x$  del modelo ESFI-MVLEM, sino adaptar el modelo a estos nuevos rangos de características geométricas o de los materiales y establecer posibles limitaciones del modelo de muros.

### 3.4.1. Regularización del modelo

Diversos estudios han evidenciado la existencia de una zona de falla que influye considerablemente en la respuesta dúctil de los elementos [23] [24] [25]. Este mismo fenómeno se constata en modelo computacionales, donde la discretización del modelo influye en la concentración de deformaciones inelásticas en una zona de crítica.

El aplastamiento del hormigón en la zona de falla o zona crítica implica una disminución de la capacidad global del modelo computacional. Por lo tanto, una mayor discretización implica una menor capacidad del elemento modelado, debido a la concentración de deformaciones y

la pérdida de resistencia en esa zona. Para evitar lo anterior, se realiza una regularización al modelo, modificando la capacidad a compresión del hormigón según el tamaño del elemento.

Así, se define la energía de fractura como el área bajo la curva tensión-deformación del material del elemento de estudio (figura 3.13), desde el punto de máxima compresión al punto de aplastamiento  $(\varepsilon_r, \sigma_r)$ , que en la figura se define como  $(\varepsilon_{20u}, 0.2f'_c)$ .

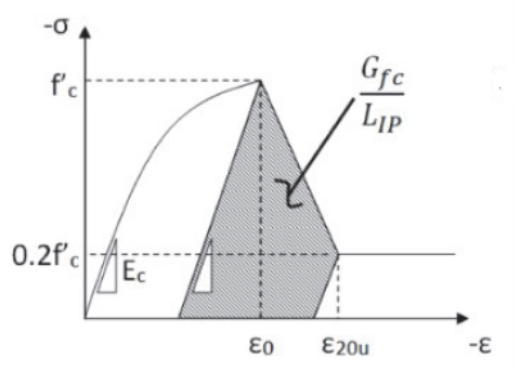


Figura 3.13: Energía de fractura para hormigón no confinado [23]

La regularización consiste en modificar la resistencia del hormigón a compresión, con el objetivo de aumentar o disminuir la energía de fractura según el tamaño del elemento, para lo cual se redefine el punto de aplastamiento según las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon_r = \varepsilon'_o - \frac{f'_c}{E_c} + 2 \frac{G_{fc}}{f'_c} \frac{L_{elem}}{f'_c} \quad (3.1)$$

$$\sigma_r = 0 \quad (3.2)$$

$$G_{fc} = 0.5 \frac{kip}{in} = 87.563 \frac{N}{mm} \quad (3.3)$$

Donde  $f'_c$  es la tensión máxima a compresión del hormigón,  $\varepsilon_o$  es la deformación en la máxima tensión a compresión del hormigón,  $E_c$  es el módulo de elasticidad del hormigón  $L_{elem}$  es el tamaño del elemento de la discretización y  $G_{fc}$  es una constante para el hormigón no confinado.

### 3.4.2. Impacto del cambio de modelo de dovela elástico a elasto-plástico

En primer lugar, se evidencia que la respuesta del modelo con el material sin modificaciones presenta problemas de convergencia considerables (figura 3.14). La cantidad de peaks coincide con la cantidad de elementos de la discretización, pues cada peak ocurre cuando cada panel alcanza la deformación de fisuración, ya que en ese momento el elemento no puede seguir resistiendo cargas.

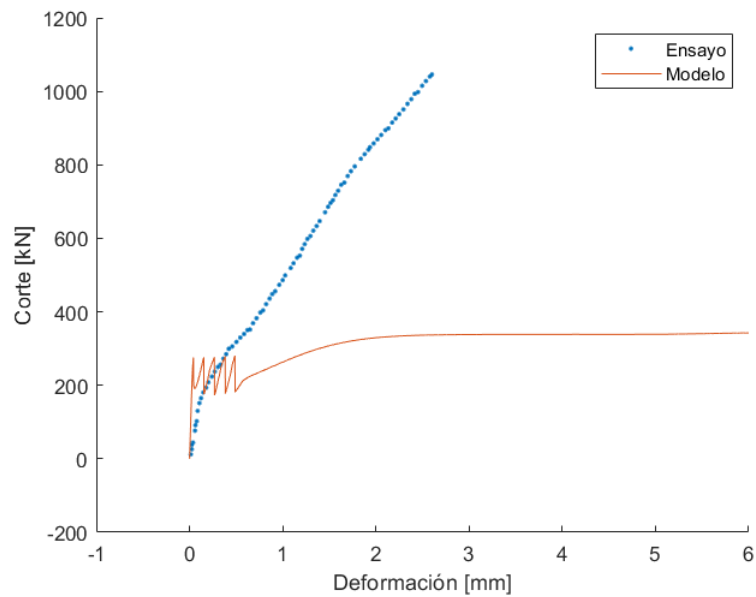


Figura 3.14: Resistencia respecto a la deformación del caso 1 de ménsulas de la base de datos

El modelo de ángulo fijo, como su nombre indica, fija la dirección del ángulo principal una vez ocurrida la primera deformación de fisuración, lo cual determina la respuesta al corte del modelo.

La acción de dovela de las barras es uno de los componentes importantes al momento de estudiar la respuesta al corte en elementos de hormigón armado. El efecto de las barras de flexión no suele representarse, aun cuando su aporte en la resistencia al corte es significativo.

En el modelo ESFI-MVLEM original, la acción de dovela se representa con un modelo lineal elástico que relaciona la deformación de corte del elemento ( $\gamma_{xy}$ ) con la tensión de corte del elemento ( $\tau_{xy}$ ). El módulo de dicha relación está dado por una fracción del módulo de elasticidad del acero ( $\alpha E_s$ ), donde  $\alpha = 0.01$  debido al resultado del análisis de sensibilidad de este parámetro.

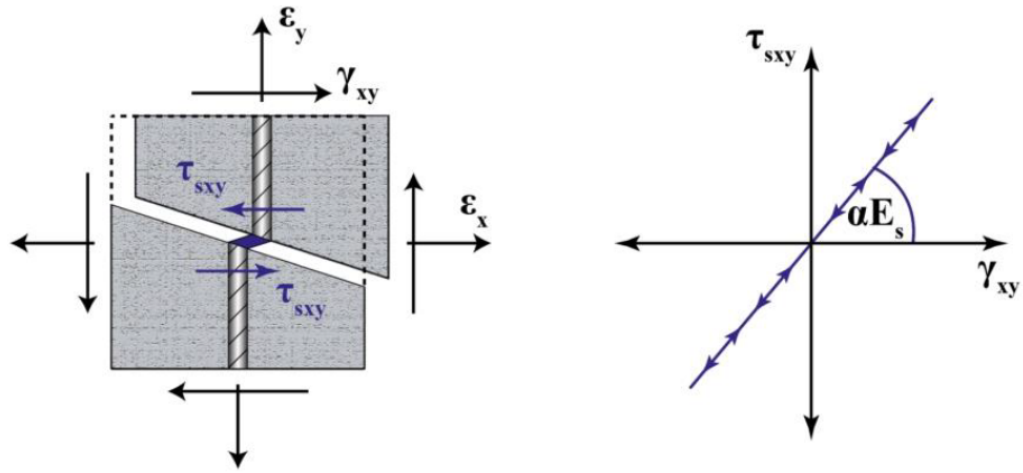


Figura 3.15: Modelo elástico de acción de dovela [2]

Para representar de mejor forma el comportamiento del material posterior a la fisuración del hormigón, se incorpora un modelo de acción de dovela elasto-plástico. El modelo modificado considera que la fuerza de acción de dovela varía linealmente en función de la deformación de corte del elemento, sin embargo, cuando se excede el límite elástico, la acción de dovela posee un comportamiento plástico.

La interacción del acero con el hormigón permiten modelar la acción de dovela como una viga en medio elástico de Winkler, lo cual junto con otras expresiones experimentales [26] dan como resultado la expresión (3.4) como estado último de la fuerza de acción de dovela.

$$V_{du} = 1.27d_b^2\sqrt{|f'_c||f_y|} \quad (3.4)$$

Donde  $f'_c$  es la tensión máxima a compresión del hormigón,  $f_y$  es la tensión de fluencia de la barra y  $d_b$  es el diámetro de la barra.

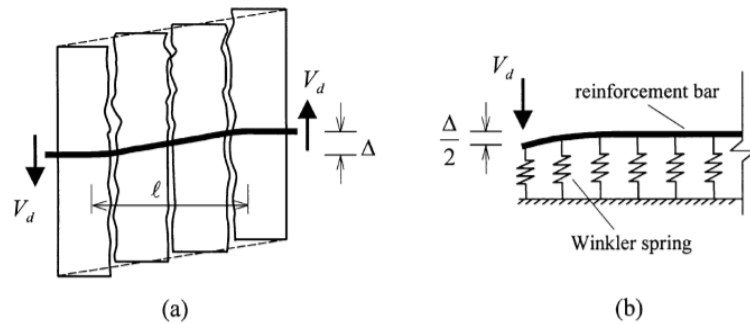


Figura 3.16: Análisis de acción de dovela (a) utilizando el modelo de viga en medio elástico (b)

Respecto a la implementación, el diámetro de barra es la nueva información requerida, la cual no se encuentra disponible en la base de datos. Por esta razón, se crea un valor estimado a partir de la cuantía de borde y longitudinal. Así, se define la cuantía equivalente como un

valor adimensional que relaciona la cantidad de armadura de cada elemento con la calidad de acero y la resistencia a compresión del hormigón

$$Cuantia \text{ equivalente} = \frac{\rho_b L_b f_{yb} + \rho_L L_{long} f_{yL}}{f'_c L_{Total}} \quad (3.5)$$

Donde  $L_b$  es el largo de los elementos de borde,  $L_{long}$  es el largo del centro del elemento y  $L_{Total}$  es el largo total.

De esta forma, el diámetro de barra se determina a partir de la cantidad de armadura calculada para la cuantía equivalente.

$$A_s = \frac{\pi d_b^2}{4} = Cuantia \text{ equivalente} \cdot L_{Total} \cdot t_w \quad (3.6)$$

En la figura 3.17 se presentan los diámetros de barra estimados según esta metodología para cada elemento. Sin embargo, no fue posible establecer una tendencia para determinar una ecuación para el cálculo del diámetro de barra según la cuantía equivalente.

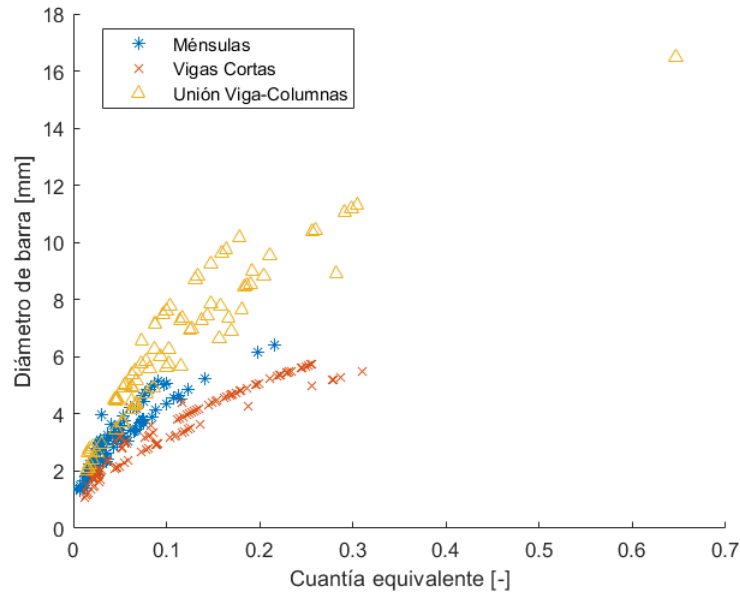


Figura 3.17: Diámetro de barra según la cantidad de armadura

De todas formas, se utilizó este modelo con acción de dovela modificada en ménsulas. Como se ve en la figura 3.18, el promedio de la razón  $V_{modelo}/V_{ensayo}$  es inferior a 1 y, además, el coeficiente de variación (c.o.v.) es mayor al 48 %.



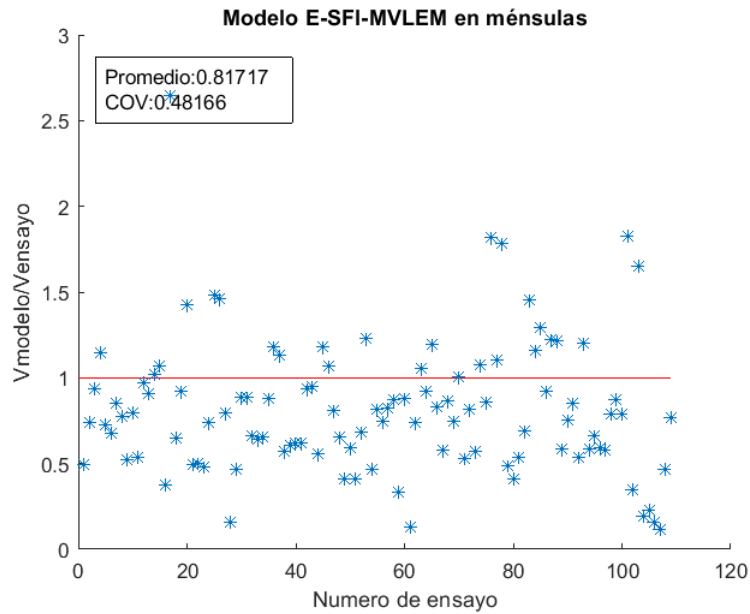


Figura 3.18: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM con modelo de dovela elasto-plástico

Para complementar el análisis de esta modificación, se decide estudiar la respuesta global de una ménsula del artículo de Foster [27], correspondiente al ensayo número 95 de la base de datos.

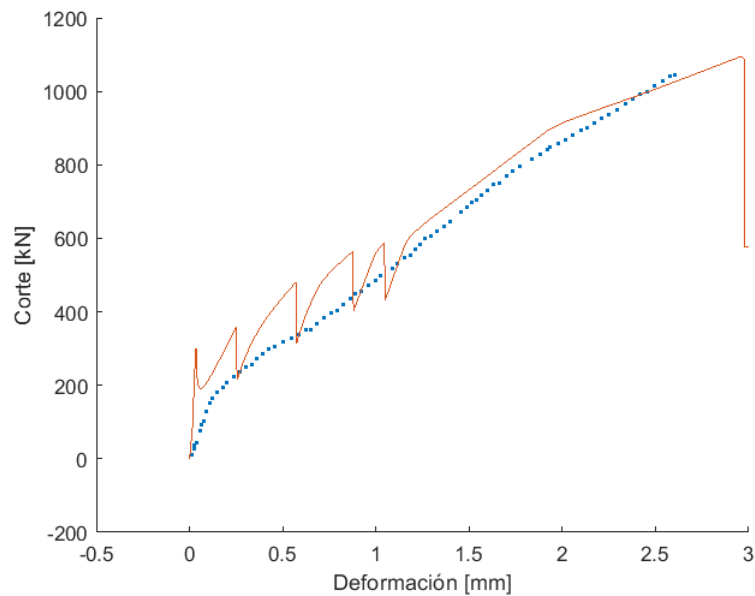


Figura 3.19: Respuesta global del ensayo de Foster

En la figura 3.19, se observa que la modificación disminuye los peaks de fisuración, al mismo tiempo que representa una rigidez muy similar a la del ensayo. No obstante, esta representación sólo se genera para un incremento de desplazamiento determinado, es decir, depende considerablemente de los valores iniciales considerados en el cálculo no lineal. En la

figura 3.20 se gráfica el mismo ensayo, pero con un incremento de desplazamiento menor.

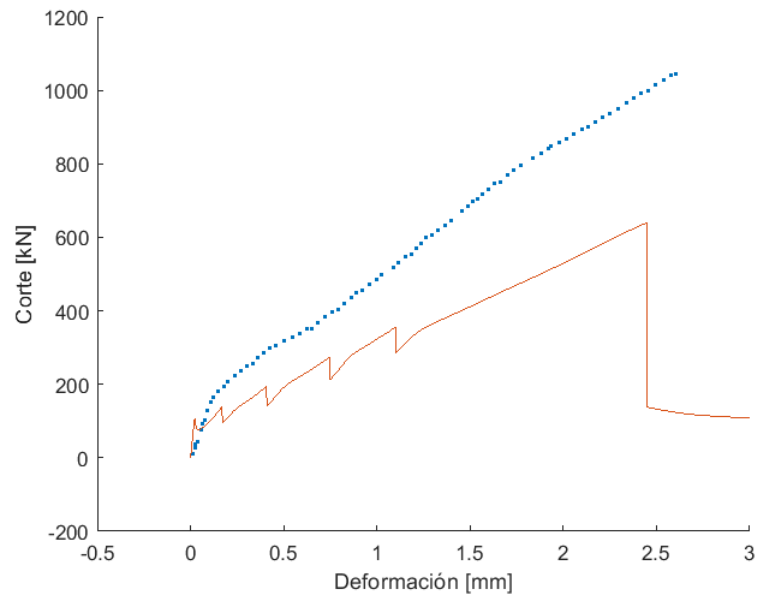


Figura 3.20: Respuesta global del ensayo de Foster

En consecuencia de lo anterior, se deciden estudiar dos modificaciones al modelo de acción de dovela: aumento de la capacidad última de acción de dovela  $V_{du}$  o aumento en la ductilidad del hormigón. Para esto, se estudia el promedio de la razón entre el modelo y los ensayos, con sus respectivos c.o.v. para distintos aumentos de la capacidad última.

En la figura 3.21 se presentan los resultados al aumentar en un 20 %, 40 %, 80 % y 100 % la capacidad última en todos los ensayos de ménsulas. El cambio en el promedio de la razón modelo-ensayo se mantiene invariable e, incluso, disminuye respecto al caso original. Por otro lado, el c.o.v. empeora al aumentar la resistencia última de dovela.

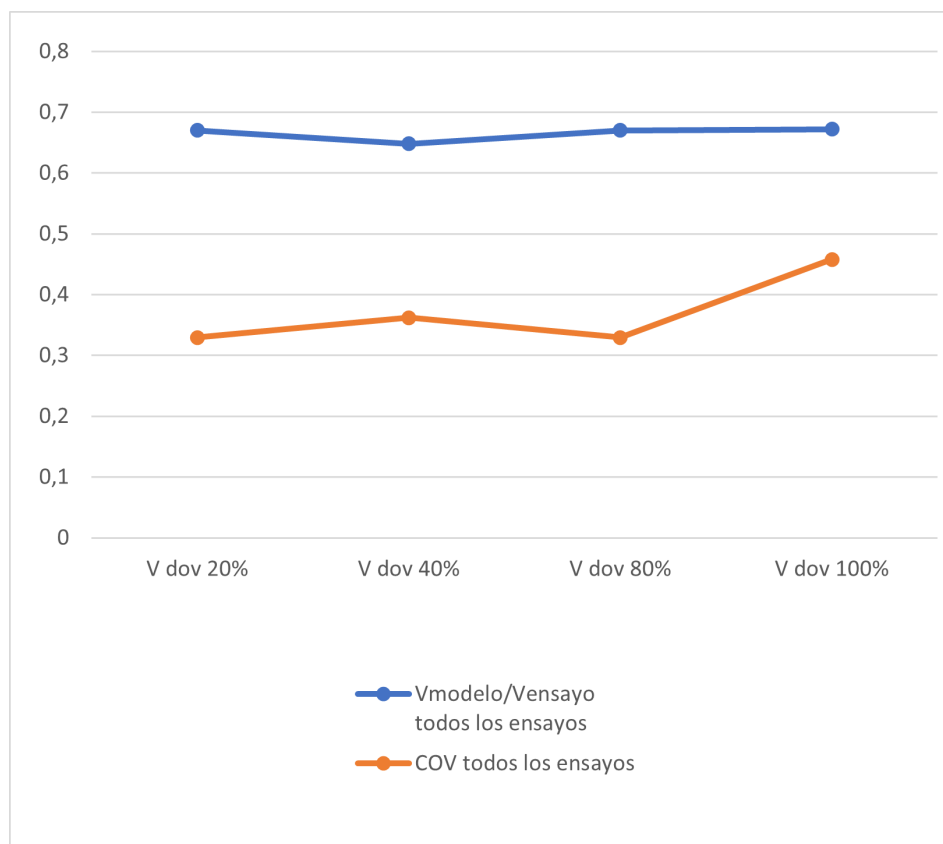


Figura 3.21: Parámetros estadísticos para ménsulas al aumentar la capacidad última de dovela

### 3.4.3. Impacto del aumento de la ductilidad del hormigón

En razón de lo anterior, se modifica la respuesta a tracción del hormigón a una que permita que el hormigón fisurado pueda seguir resistiendo cargas. El factor de forma de Tsai permite modificar la ductilidad de la curva a tracción del hormigón. Orakcal y Wallace [9] sugieren utilizar  $r_t = 1.2$ , sin embargo el modelo de ángulo fijo es extremadamente dependiente de la localización de la primera fisura, por lo cual esta curva a tracción poco dúctil fija el primer ángulo de fisuración en una etapa temprana y, por ende, el elemento no puede continuar resistiendo fuerzas.

Por consiguiente, mediante un estudio cuantitativo en el mismo modelo con acción de dovela elasto-plástico, se modifica el factor de forma  $r_t$  a valores cuyo comportamiento del hormigón a tracción no presenta un decaimiento abrupto. En la figura 3.22 se presenta la mejora de la respuesta en el modelo al aumentar la ductilidad del hormigón. Si bien, existe un aumento del c.o.v. al aumentar la ductilidad, esta variable se estabiliza al aumentar el valor del factor de forma  $r_t$ .

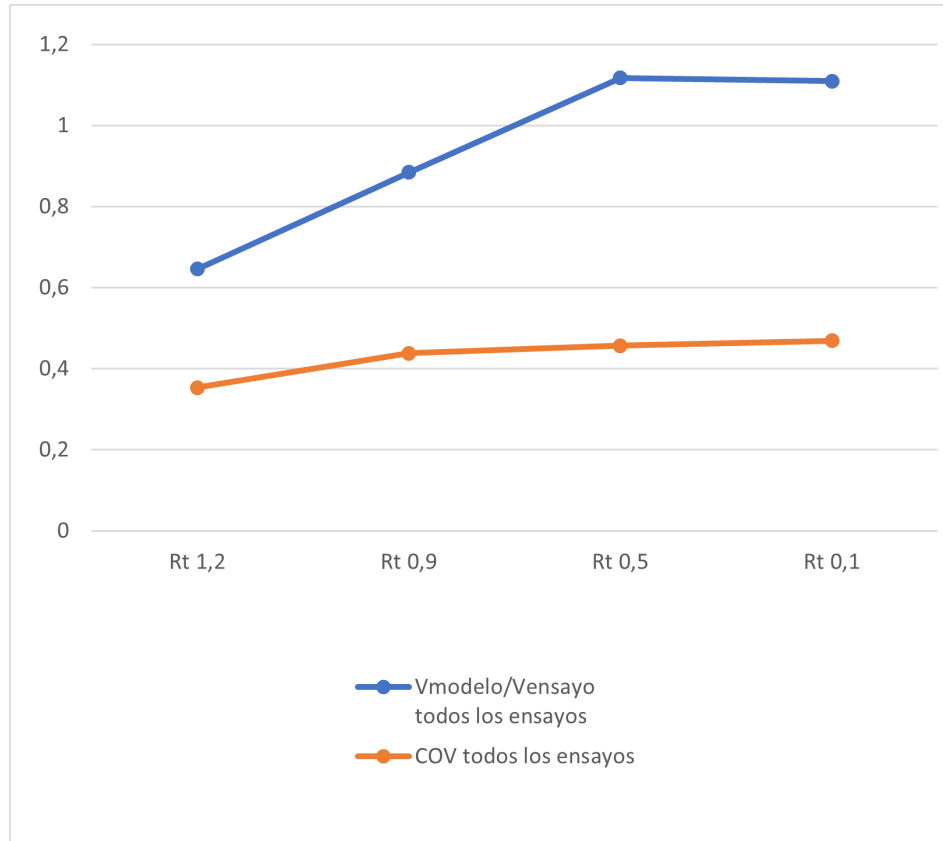


Figura 3.22: Parámetros estadísticos para ménsulas al modificar la ductilidad del hormigón

Finalmente, debido a razones computacionales, se considera el valor de  $r_t = 0.1$  como estándar para todos los ensayos en ménsulas, vigas altas y uniones viga-columna, con el fin de asegurar una respuesta dúctil a tracción. Si bien, el comportamiento del material ya no es idéntico al real, se adapta a los requerimientos del modelo para estos elementos que incluyen características diferentes a los ensayos considerados en la calibración.

#### 3.4.4. Calibración de cuantía transversal en uniones para incorporar confinamiento

El confinamiento de vigas y columnas es fundamental para calcular la capacidad al corte en uniones viga-columna. En la norma ACI318-19, se incluye el confinamiento mediante un coeficiente que varía entre 1.0 y 2.0, dependiendo de las condiciones de las columnas y vigas alrededor del nudo [17].

Orrego [14] modificó la deformación unitaria en las direcciones principales para incluir el efecto de confinamiento, utilizando un coeficiente  $\lambda$  para reducir la expansión del nudo y, por ende, de las deformaciones.

$$\varepsilon_{t,max}^{mod} = \varepsilon_{t,max}(1 - \lambda_t) \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_{L,max}^{mod} = \varepsilon_{L,max}(1 - \lambda_L) \quad (3.8)$$

Mediante un análisis de calibración, se obtiene que para uniones exteriores e interiores, un valor de  $\lambda_L = 0.5$  es apropiado. Por otro lado, para la expansión transversal, en uniones exteriores existe un menor confinamiento y, en razón de eso,  $\lambda_t = 0.2$ , mientras que en uniones interiores existe mayor confinamiento y  $\lambda_t = 0.7$ , lo cual se ve reflejado en la diferencia del valor de  $\lambda$ .

El modelo ESFI-MVLEM posee una expresión calibrada para la deformación horizontal ( $\varepsilon_x$ ), que depende la cuantía horizontal ( $\rho_h$ ). Por lo tanto, con el objetivo de modificar las deformaciones horizontales de los elementos, se encuentra una fórmula equivalente a la propuesta por Orrego para modificar la cuantía horizontal.

$$\varepsilon_{x,original} = (1 + \rho_h^{original})^{-60} \varepsilon_x(\gamma_{xy}) \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_{x,mod} = \varepsilon_{x,original}(1 - \lambda_t) \quad (3.10)$$

$$\varepsilon_{x,mod} = (1 + \rho_h^{mod})^{-60} \varepsilon_x(\gamma_{xy}) \quad (3.11)$$

$$\Rightarrow \rho_h^{mod} = (\rho_h^{original} + 1)(1 - \lambda_t)^{\frac{-1}{60}} - 1 \quad (3.12)$$

En una primera iteración, se utilizan los mismos valores de la calibración de Orrego, sin embargo, el impacto no es tan significativo y se modifican estos valores hasta lograr un cambio significativo en los resultados.

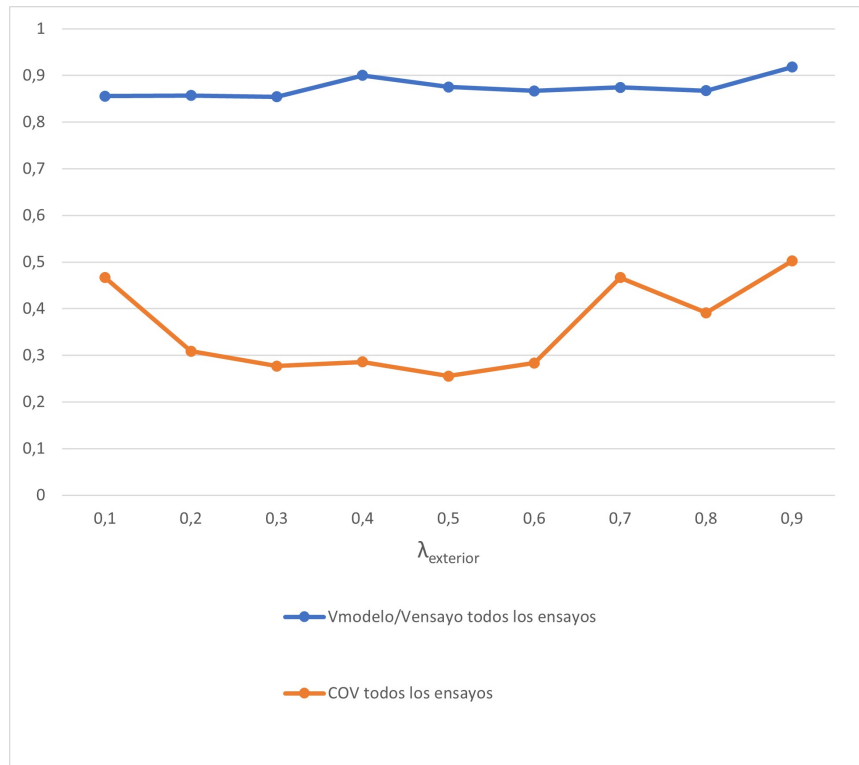


Figura 3.23: Calibración de factor de confinamiento para uniones exteriores

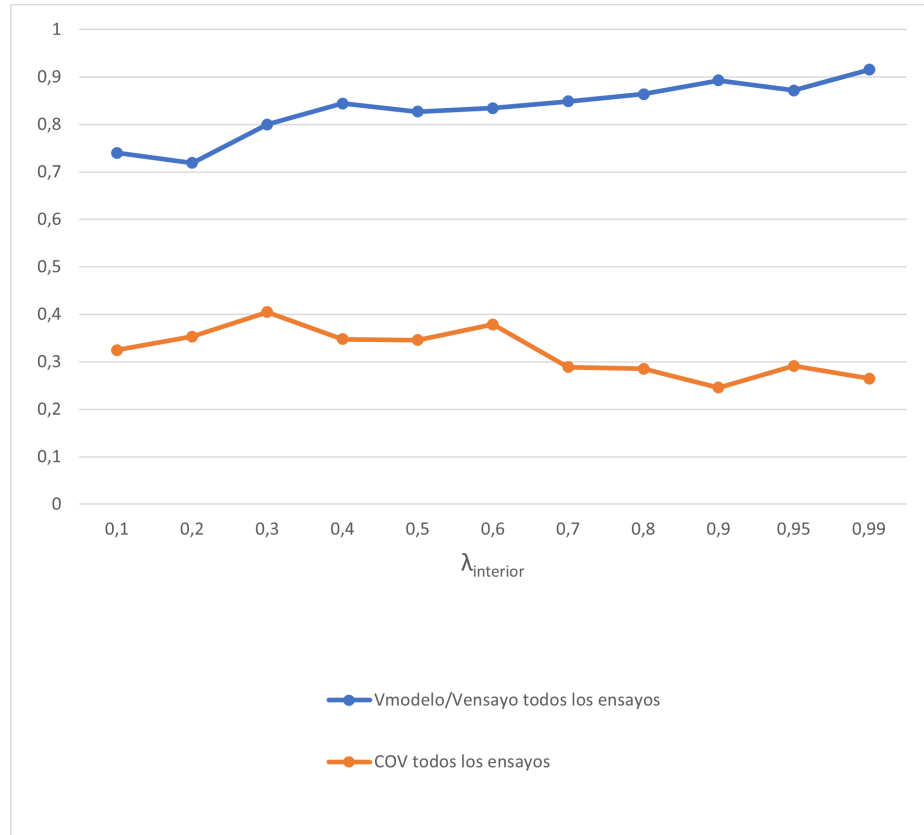


Figura 3.24: Calibración de factor de confinamiento para uniones interiores

Finalmente, mediante los resultados de las figuras 3.23 y 3.24, se decide utilizar  $\lambda_t = 0.5$  para uniones exteriores y  $\lambda_t = 0.99$  para uniones interiores.

### 3.5. Validación de capacidad máxima

En esta sección, se presenta el análisis completo de la capacidad máxima al corte predicha por el modelo ESFI-MVLEM respecto a la capacidad experimental, para los cuatro elementos de hormigón armado presentados anteriormente.

Se inicia el análisis con el estudio de la capacidad máxima al corte de los elementos respecto a la capacidad de los ensayos ( $V_{modelo}/V_{ensayo}$ ). Si esta fracción se acerca a uno, significa que la predicción del modelo se acerca al resultado del ensayo de la base de datos. Además, se estudia la dispersión mediante el coeficiente de variación, pues es un indicador de la precisión del modelo. Posteriormente, se estudia la influencia de diferentes variables en la capacidad del modelo. Por último, se revisan la respuesta global de ensayos seleccionados de ménsulas, vigas y columnas.

Para ménsulas, vigas y uniones viga-columna se modifica la ductilidad del hormigón a tracción, lo cual reduce los errores por convergencia debido a la fisuración temprana del material, mientras que en columnas se utiliza la formulación original del material.

En la figuras 3.25, 3.26, 3.27 y 3.28 se encuentra los resultados de la fracción  $V_{modelo}/V_{ensayo}$

para ménsulas, vigas altas, columnas y uniones viga-columna. En todos los casos, el promedio es cercano a 1.0, sin embargo la diferencia fundamental se encuentra en el coeficiente de variación (c.o.v.). El menor valor del c.o.v. lo posee ménsulas, mientras que la mayor dispersión se encuentra en las vigas altas. Para comprender está diferencia en los comportamientos del modelo para cada elemento, se procede a estudiar las características más relevantes de la respuesta al corte.

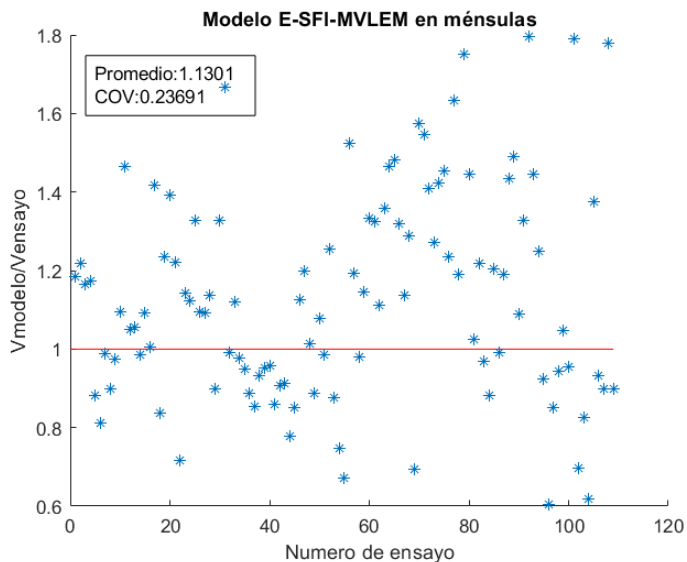


Figura 3.25: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM

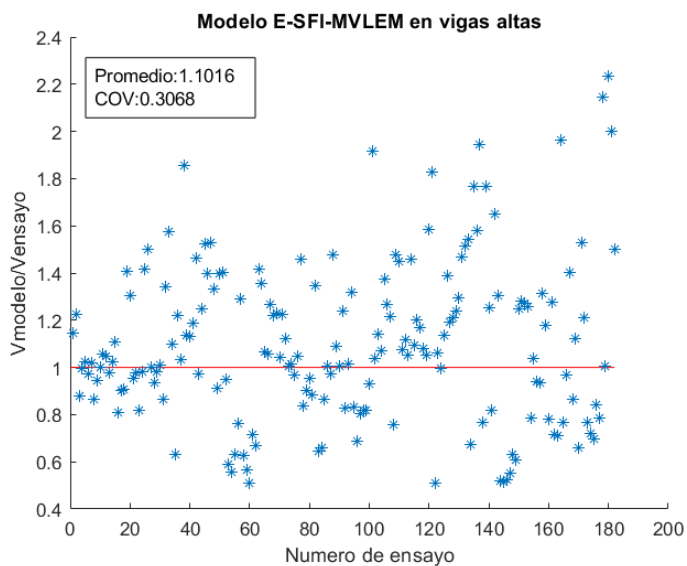


Figura 3.26: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM

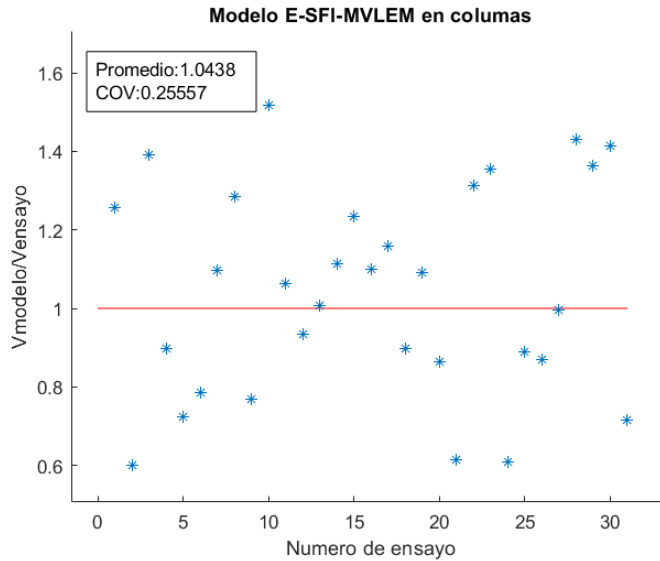


Figura 3.27: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM

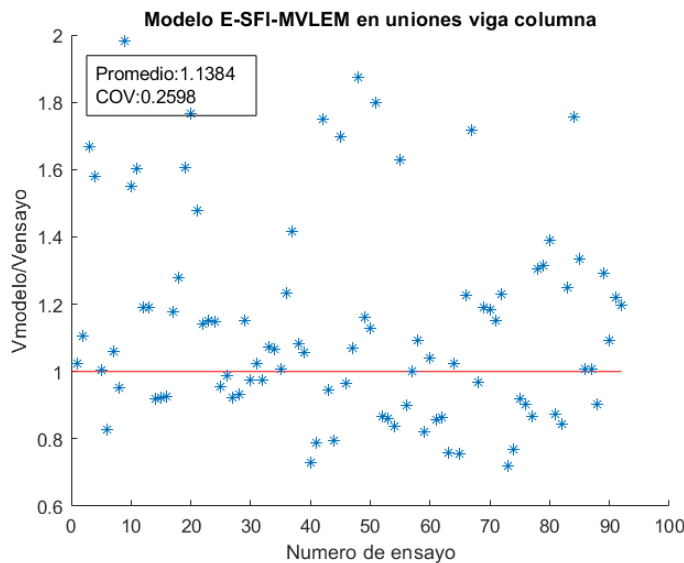


Figura 3.28: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM

### 3.5.1. Características influyentes

Para determinar las variables más determinantes en los resultados del modelo se analizan los resultados respecto a parámetros característicos de la capacidad al corte: relación de aspecto  $H_w/L_w$ , resistencia a compresión del hormigón  $f'_c$ , cuantía de acero de borde  $\rho_b f_{yb}$  y longitudinal  $\rho_L f_{yL}$ .

Además, se decide crear una variable llamada *Cuantía equivalente*, que relaciona la cantidad de acero de cada elemento con la resistencia a compresión del hormigón. Lo anterior busca encontrar si existe dependencia del modelo respecto a la cantidad de armadura en cada panel, para que, en dicho caso, se establezca una armadura mínima o un rango de aplicación



del modelo.

$$Cuantia \text{ equivalente} = \frac{\rho_b L_b f_{yb} + \rho_L L_{long} f_{yL}}{f'_c L_{Total}} \quad (3.13)$$

Donde  $L_b$  es el largo de los elementos de borde,  $L_{long}$  es el largo del centro del elemento y  $L_{Total}$  es el largo total.

Este estudio busca determinar si el modelo logra incorporar los parámetros anteriormente mencionados en su análisis. Para lograr lo anterior, se grafica la razón de capacidad ( $V_{modelo}/V_{ensayo}$ ) en función de las variables de interés.

### 3.5.1.1. Cuantía equivalente

En la figura 3.29, para ménsulas, se observa que el modelo es ligeramente dependiente de esta variable, es decir, a priori el modelo representa correctamente los ensayos independientemente de la cantidad de acero y la resistencia de los materiales. No obstante, existe una leve tendencia a representar mejor los resultados para una mayor cuantía equivalente, pero debido a que la mayoría de los ensayos se encuentran en un rango de 0.02 a 0.12, no es posible establecer conclusiones respecto a la relación entre la cuantía equivalente y la predicción del modelo.

Del mismo modo, en la figura 3.30 se observa que el modelo depende fuertemente de la cuantía equivalente. Asimismo, la figura deja en evidencia que para valores de cuantía equivalente superior a 0.15, un 95% de las capacidades del modelo sobrestiman la capacidad real de los ensayos, pero no duplican el valor de la resistencia real.

Asimismo, en la figura 3.31, no es posible determinar dependencia del resultado respecto a la cuantía equivalente, ya que existe una diferencia entre la cantidad de datos y los valores de cuantía disponible. En otras palabras, se necesita una mayor variabilidad en el rango de cuantía equivalente en columnas para poder establecer una dependencia.

Por último, en la figura 3.32, los resultados de uniones casi no dependen de la cuantía equivalente. Sin embargo, existe una leve tendencia marcada por la mayor dispersión de los resultados con menores cuantías equivalentes, es decir, el modelo posee mayor dispersión con cuantías equivalentes pequeñas.

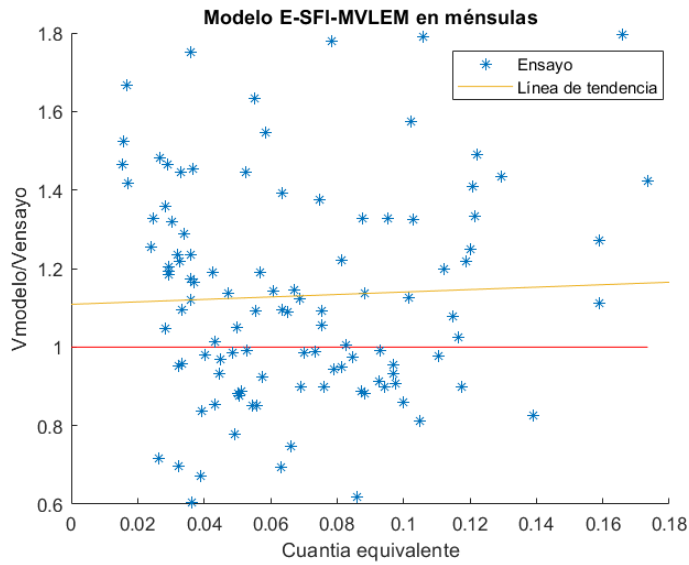


Figura 3.29: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía equivalente

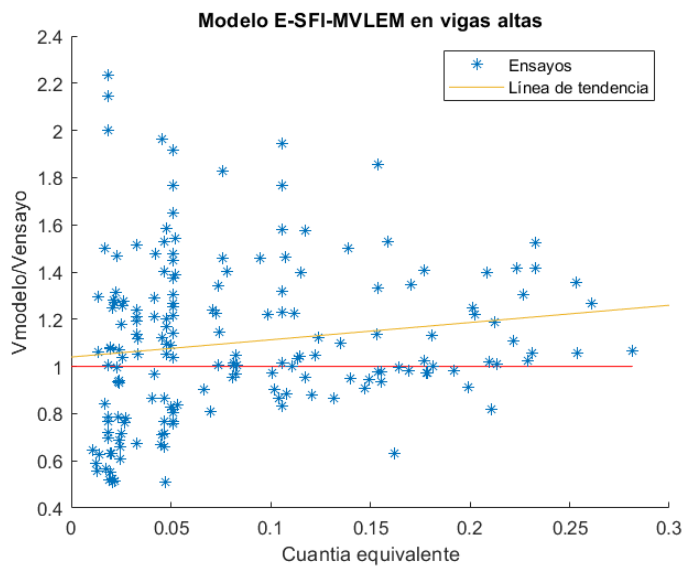


Figura 3.30: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía equivalente

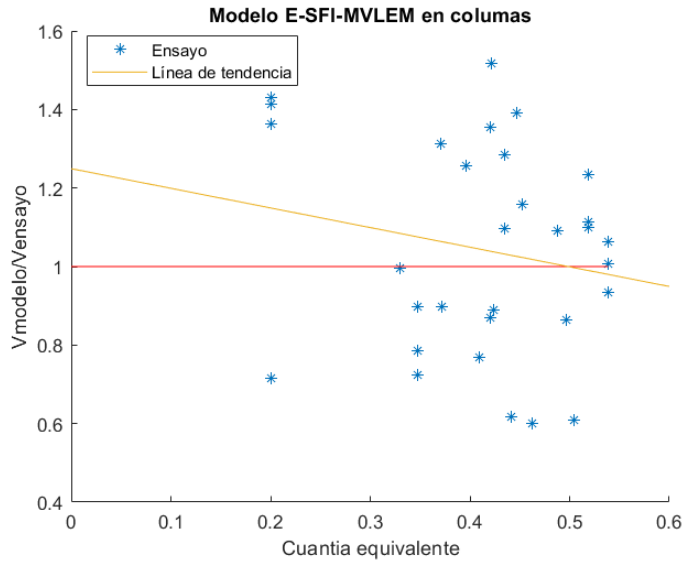


Figura 3.31: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía equivalente

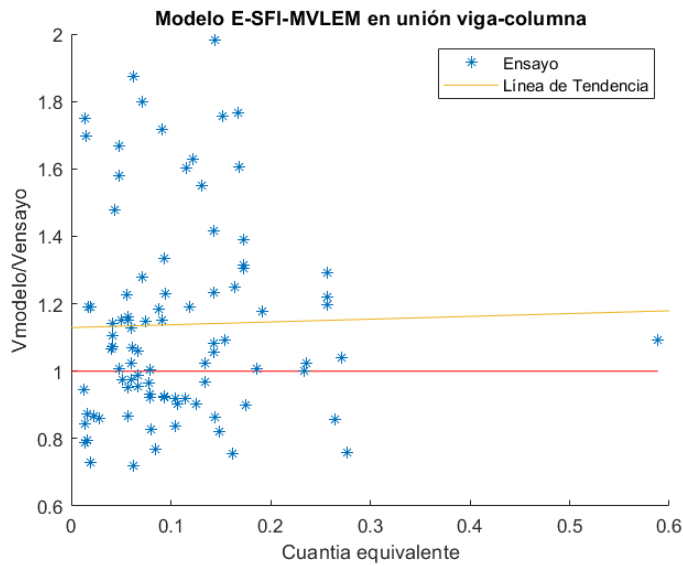


Figura 3.32: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía equivalente

### 3.5.1.2. Resistencia a compresión del hormigón

Como se observa en la figura 3.33, existe una clara tendencia entre la calidad del hormigón y la predicción del modelo. No obstante, es importante destacar que el comportamiento del hormigón de alta resistencia es distinto al de hormigones corrientes ( $f'_c < 55MPa$ ). Asimismo, una mayor resistencia a compresión se traduce en mayor resistencia a tracción, la cual es determinante en el modelo de ángulo fijo. Por último, sólo un 23 % del total de los ensayos en ménsulas corresponde a hormigones de alta resistencia,

Como se ve en la figura 3.34, el modelo posee una leve dependencia de la resistencia máxima del hormigón a compresión. No obstante, la dispersión y la cantidad de datos en cada rango de resistencia hacen que esta tendencia no sea determinante y, por lo tanto, se considera que el parámetro se encuentra bien capturado por el modelo.

De la misma forma, en la figura 3.35 se observa que el modelo no depende de la calidad del hormigón, ya que no hay una tendencia de los resultados respecto a este valor.

Por último, en la figura 3.36, se observa que la calidad del hormigón se representa correctamente en el modelo ESFI-MVLEM, pero existe una leve tendencia debido al rango de tensión máxima de hormigón y la cantidad de datos para cada valor.

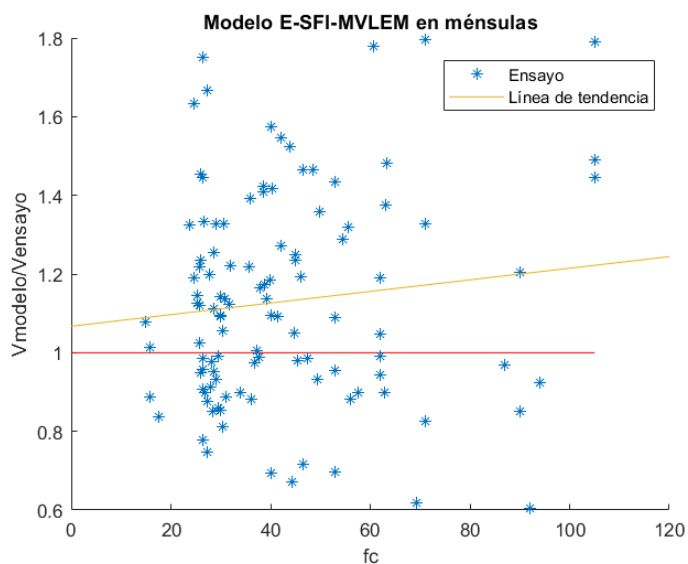


Figura 3.33: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la tensión máxima del hormigón a compresión

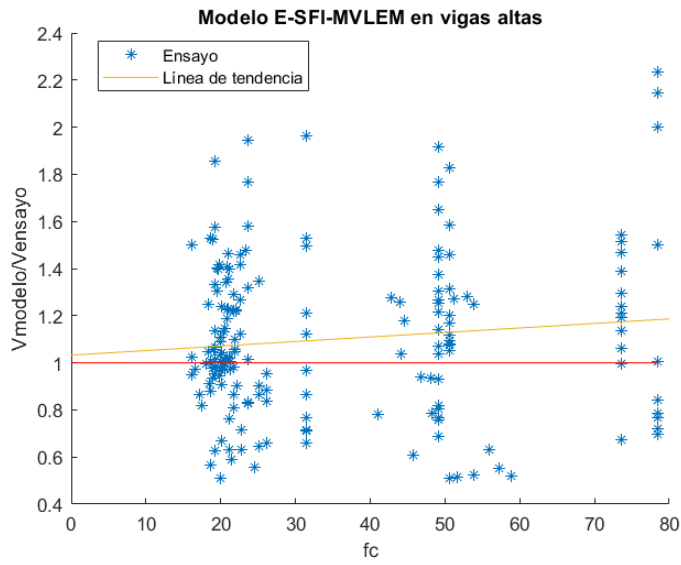


Figura 3.34: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la tensión máxima del hormigón a compresión

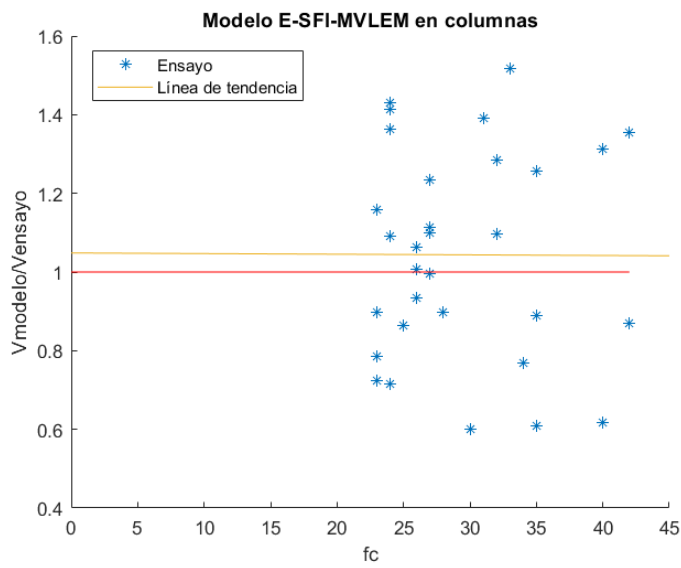


Figura 3.35: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la tensión máxima del hormigón a compresión

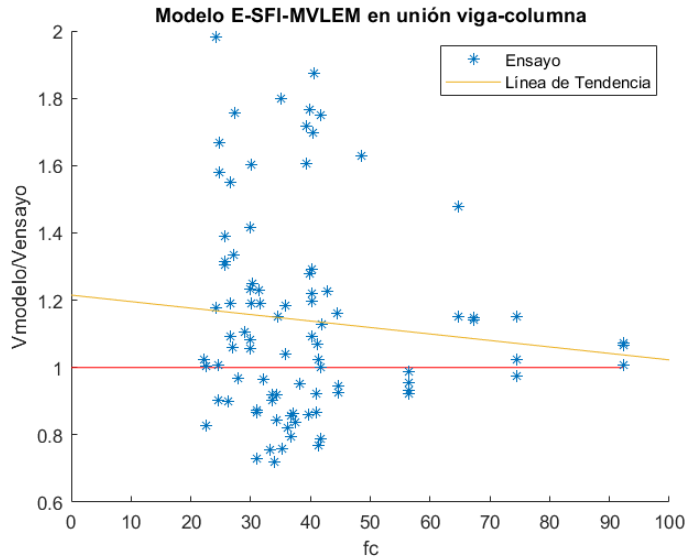


Figura 3.36: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la tensión máxima del hormigón a compresión

### 3.5.1.3. Cuantía de borde

Para estudiar los efectos de la cantidad de armadura en los elementos de borde, se considera la fuerza de fluencia por unidad de área  $\rho_b \cdot f_{yb}$ , pues esta variable considera adicionalmente la calidad del acero.

Como se ve en la figura 3.37, el modelo presenta una dependencia de la cuantía de borde. No obstante, se destaca que la mayoría de los casos de estudio poseen una baja cuantía de borde debido al diseño que se acostumbra a utilizar en ménsulas.

Como se observa en la figura 3.38, el modelo posee una tendencia positiva respecto a la cuantía de borde, es decir, la capacidad predicha por el modelo aumenta con la cantidad de cuantía de borde. Lo anterior coincide con los resultados preliminares, pues el acero debe resistir la carga posterior a la fisuración del hormigón.

Asimismo, en la figura 3.39, no se ve una tendencia debido a la cantidad de datos y su dispersión respecto a la variable de estudio. En consecuencia, el parámetro de fuerza de fluencia por unidad de área se encuentra correctamente representado por el modelo.

Finalmente, en la figura 3.40, no se observa una tendencia clara debido a la dispersión de los resultados para cuantías del refuerzo de borde más bajas. A priori, el modelo en uniones viga-columna logra capturar correctamente la cantidad y calidad del acero.

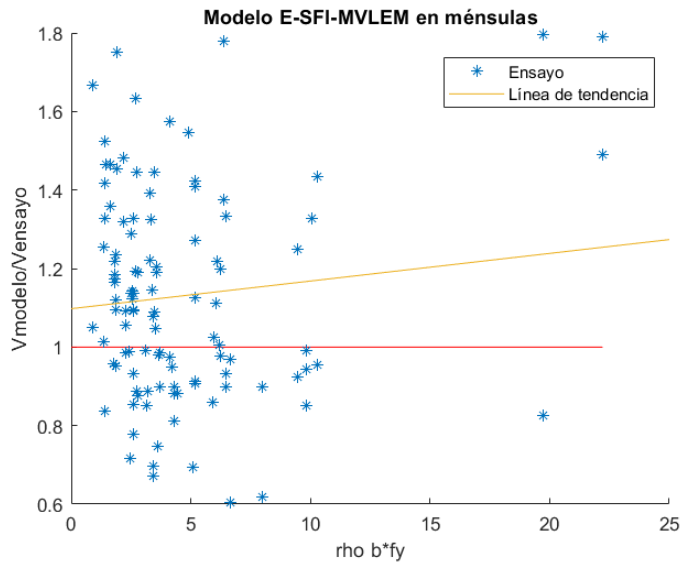


Figura 3.37: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto al acero de borde

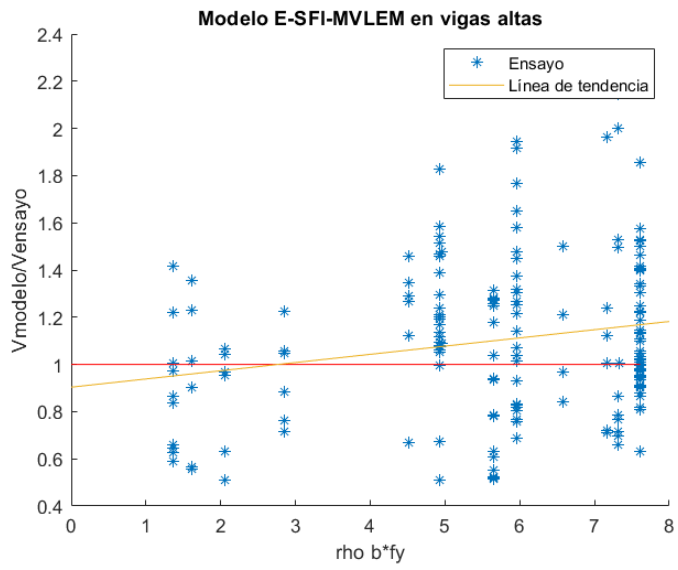


Figura 3.38: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto al acero de borde

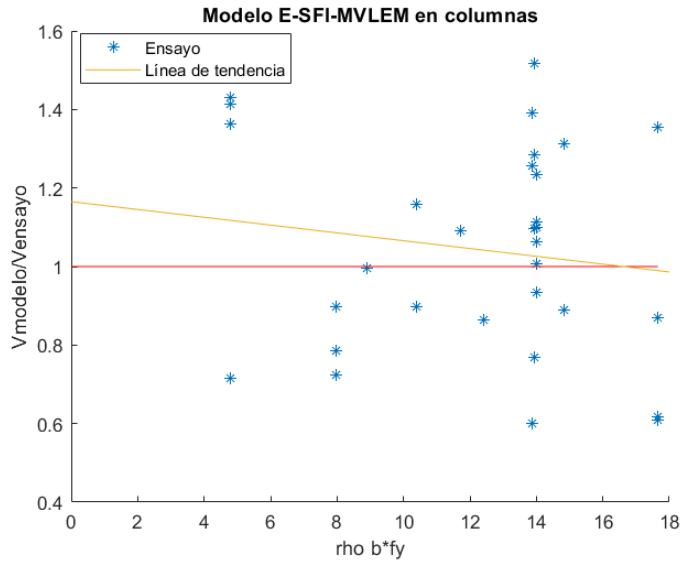


Figura 3.39: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto al acero de borde

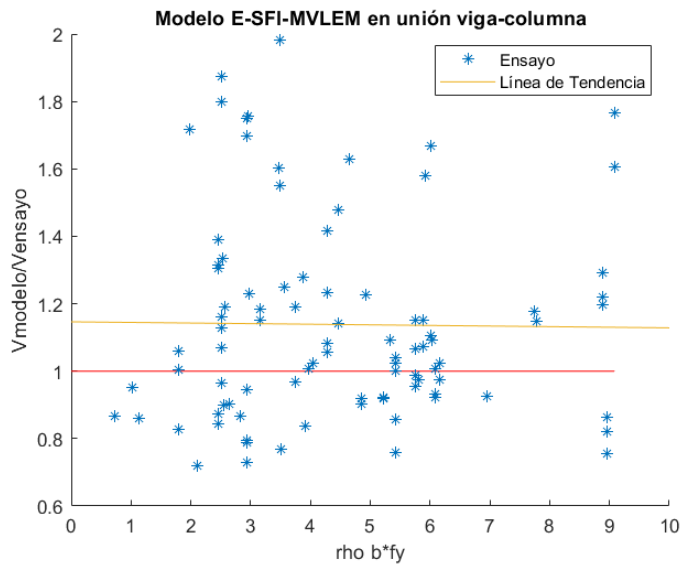


Figura 3.40: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto al acero de borde

#### 3.5.1.4. Cuantía longitudinal

Al igual que en la cuantía de borde, se considera la fuerza de fluencia por unidad de área  $\rho_L \cdot f_{yL}$ , pues esta variable considera la calidad del acero.

En este caso, la figura 3.41 también evidencia la dependencia del modelo con la cuantía longitudinal. Asimismo, el 55% de los ensayos de ménsulas no cuenta con armadura distribuida, siendo estos los cuales presentan menor resistencia y mayor dispersión según los resultados del modelo ESFI-MVLEM.



Al igual que en ménsula, los resultados de vigas respecto a la cuantía longitudinal (figura 3.42) evidencian una tendencia positiva. Sin embargo, en este caso se cuenta con una mayor cantidad de casos y se deduce que el modelo depende significativamente de la cantidad de cuantía longitudinal.

En este caso, las columnas no poseen armadura distribuida longitudinalmente y, por lo tanto, no se incluye este gráfico en el análisis.

Por último, la tendencia positiva no se observa para los resultados de uniones viga-columna, ya que en estos elementos casi no existen ensayos sin cuantía longitudinal, debido a la configuración natural de estos elementos estructurales.

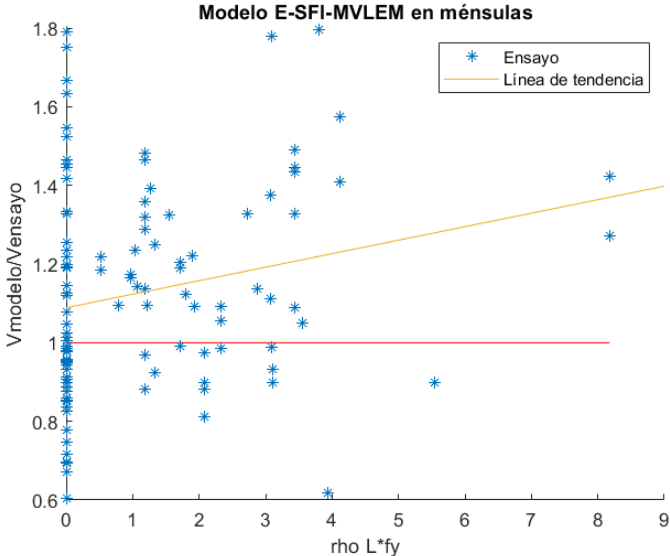


Figura 3.41: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía longitudinal

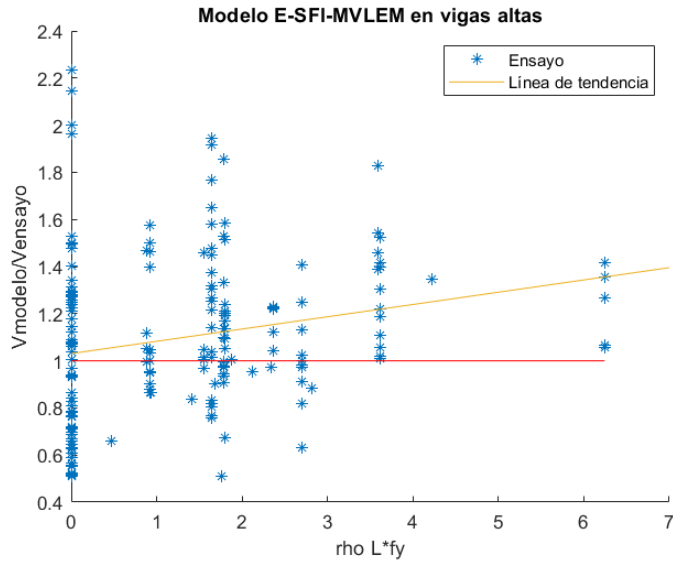


Figura 3.42: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía longitudinal

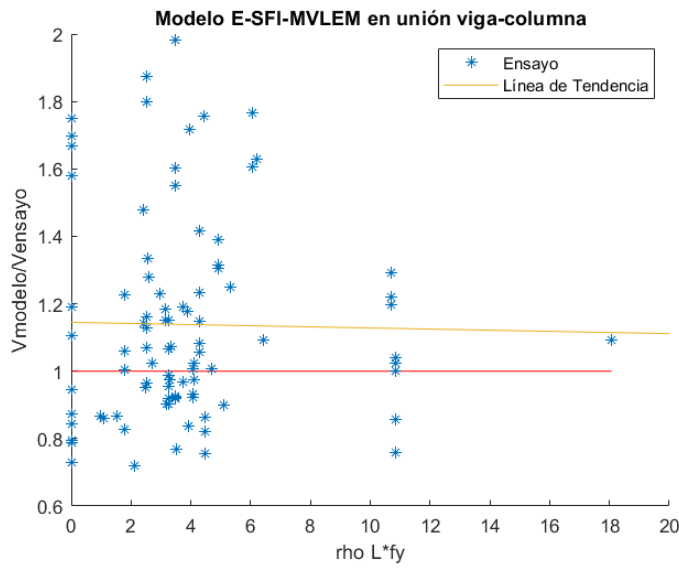


Figura 3.43: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la cuantía longitudinal

### 3.5.1.5. Esbeltez

Para todos los elementos estudiados, la esbeltez se define como la razón entre la altura del elemento y su largo ( $\frac{H_w}{L_w}$ ). Cabe destacar que el modelo ESFI-MVLEM se calibró con 262 ensayos, donde la esbeltez variaba entre 0.33 a 1.4.

En la figura 3.44 se observa una dependencia positiva del modelo respecto a la esbeltez. Así mismo, los resultados de vigas altas (figura 3.45) presentan una dependencia similar a la de ménsulas, en un rango de aplicación similar al de la calibración, con pocos valores fuera

de este rango.

Como se ve en la figura 3.46, debido a la dispersión de los datos, se obtiene una dependencia negativa de la esbeltez. Es importante destacar que la mayoría de las columnas escapan del rango de la calibración de muros del modelo original ESFI y, al mismo tiempo, no hay suficientes datos en el rango de estudio como para definir este resultado como concluyente.

Por último, se observa en la figura 3.47 una menor dependencia de la esbeltez, pero la esbeltez de uniones viga-columna casi no considera elementos chatos, sino que la mayoría se encuentra entre 1.0 a 1.4, a diferencia de ménsulas y vigas que poseen en su gran mayoría elementos chatos.

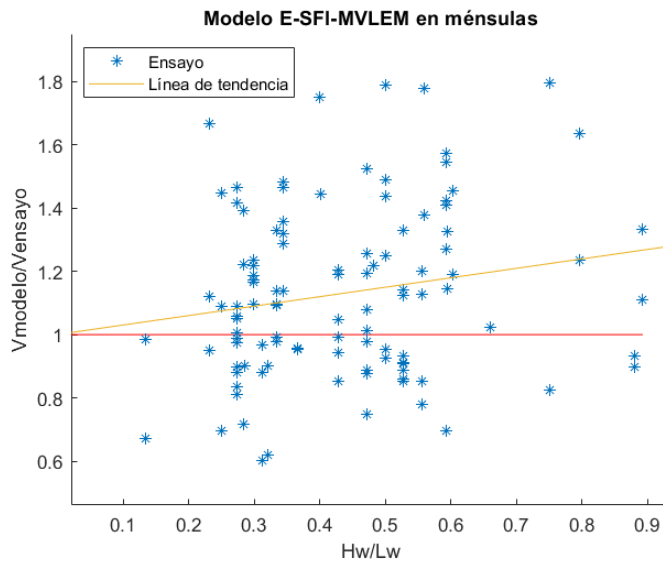


Figura 3.44: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la esbeltez

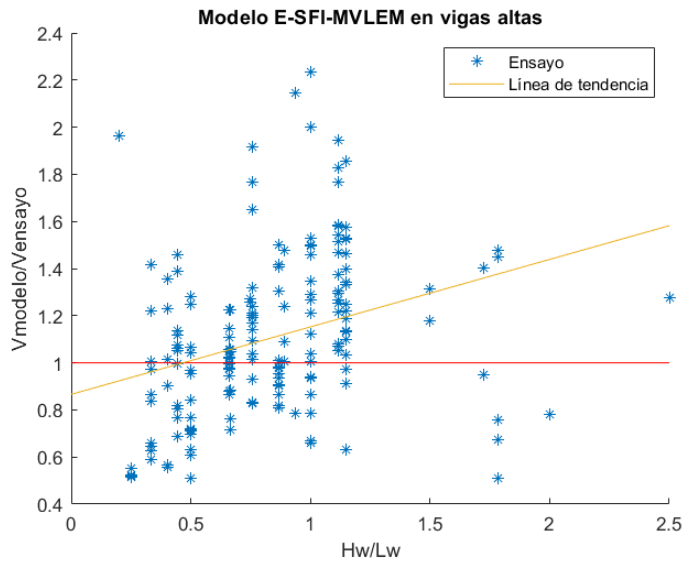


Figura 3.45: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la esbeltez

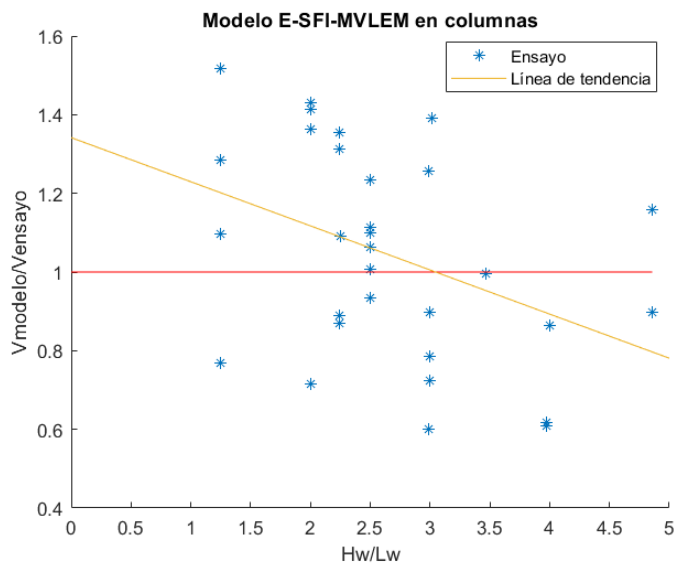


Figura 3.46: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la esbeltez

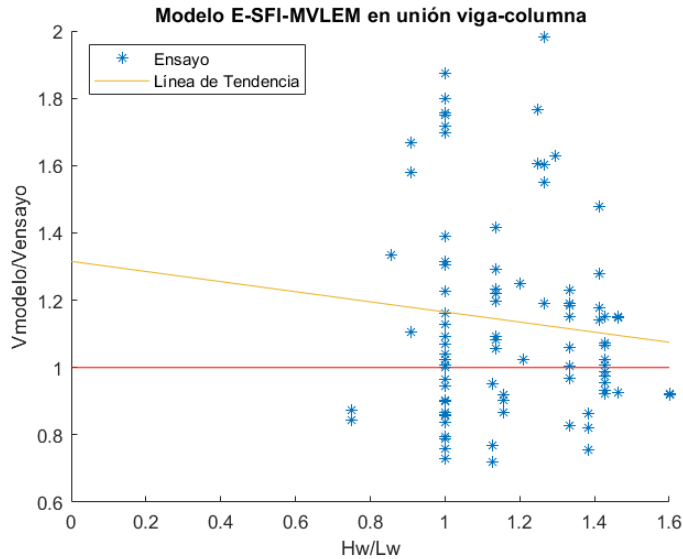


Figura 3.47: Resistencia máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM respecto a la esbeltez

### 3.6. Validación de respuesta global

Con el fin de conocer la calidad del resultado del modelo respecto a la respuesta completa, es decir, la curva fuerza-desplazamiento, se seleccionan ensayos para ménsulas, vigas altas y columnas. Debido a la configuración de los ensayos de uniones viga-columna, las curvas del modelo difieren a las curvas de los ensayos presentadas en los artículos de la base de datos.

Es importante destacar que los ensayos de ménsulas y vigas fueron realizados con cargas monotónicas, mientras que las columnas fueron ensayadas bajo cargas cíclicas, sin embargo se decide estudiar sólo la respuesta monotónica. Es importante destacar que el modelo ESFI-MVLEM es capaz de modelar la curva de carga-desplazamiento para ambos casos, con los valores adecuados de desplazamiento de techo en el caso cíclico.

#### 3.6.1. Ménsulas

Dentro de la base de datos, se encuentra el ensayo de Foster et al. [27]. El estudio consistió en 30 ménsulas de hormigón armado de alta resistencia (45 [MPa] a 105 [MPa] ), con el objetivo de estudiar el comportamiento experimental y compararlo con modelos de la literatura. Dentro de estos ensayos, se encuentra el experimento SE-PG2 (detallado en Anexo) que posee un hormigón con tensión máxima a compresión  $f'_c = 94$  [MPa] y falla a compresión.

En la figura 3.48 se observa con detalle la diferencia entre la predicción del modelo y el ensayo. La principal diferencia es la pendiente inicial del modelo, que es mucho más rígida que la del ensayo, y se explica por la modificación de la ductilidad del hormigón a tracción. No obstante, la segunda pendiente del modelo, posterior al punto de fisuración, es casi paralela a la pendiente del ensayo. Finalmente, la capacidad máxima de la ménsula en el modelo ESFI-MVLEM se alcanza en una mayor deformación y subestima la resistencia real.

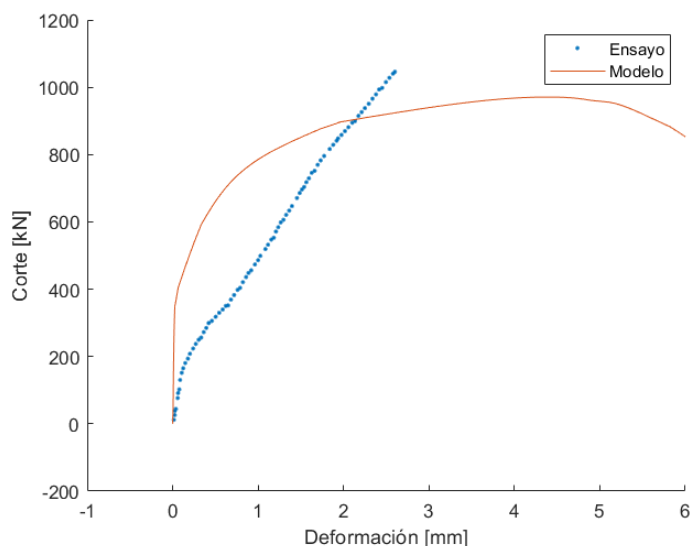


Figura 3.48: Resistencia máxima al corte del ensayo

### 3.6.2. Vigas altas

El artículo de Yang, Chung, Lee y Eun [28] consiste en la investigación de la respuesta al corte de vigas altas con hormigón de alta resistencia y sin armadura transversal. El objetivo era evaluar la fórmula de la norma ACI para calcular la capacidad al corte de estos elementos, por lo tanto, el estudio cuenta con una gran variabilidad de propiedades geométricas y de materiales (detallado en Anexo). Para este trabajo, se decide comparar los resultados de la probeta L5-100 y UH5-75, donde la serie L posee un hormigón con tensión máxima a compresión  $f'_c = 31.4$  [MPa] y la serie UH de  $f'_c = 78.5$  [MPa] y, además, ambas probetas poseen diferencias geométricas.

En las figuras 3.49 y 3.50 se observa que ambos casos, el modelo sobre-estima la deformación del peak de resistencia. Por un lado, al igual que en ménsulas, se observa que existe una sobre-resistencia producida por una mayor rigidez inicial, la cual se produce por la modificación a la ductilidad del hormigón en tracción. Por otro lado, el modelo ESFI-MVLEM presenta peaks de resistencia más prolongados, en comparación con los resultados de las probetas que presentan un peak de resistencia marcado.

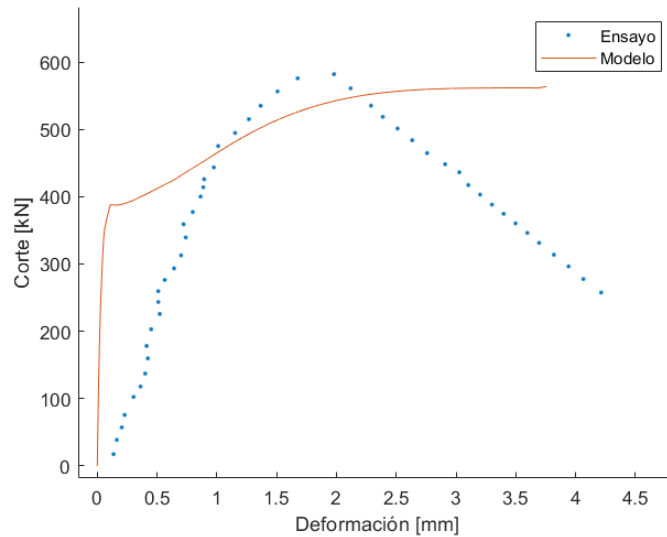


Figura 3.49: Resistencia máxima al corte del ensayo L5-100

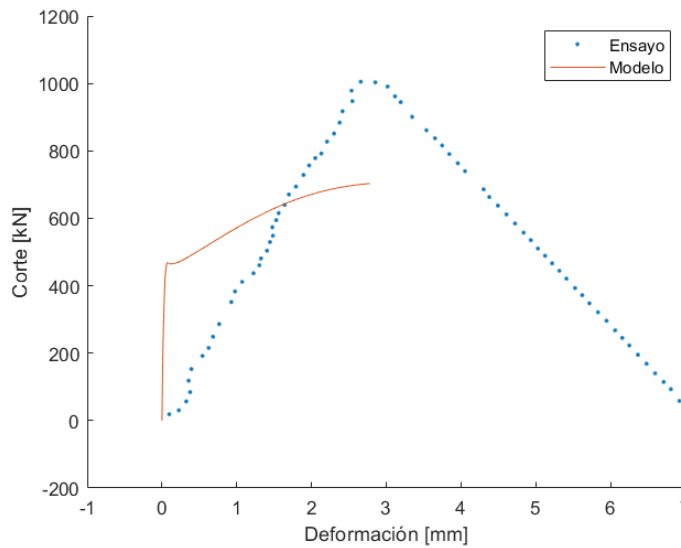


Figura 3.50: Resistencia máxima al corte del ensayo UH5-75

### 3.6.3. Columnas

La investigación de Mizoguchi et al. [29] consiste en el estudio de la resistencia al corte de columnas de hormigón armado bajo carga axial variable y cargas laterales biaxiales, es decir, en dos direcciones. Si bien, el objetivo de este trabajo consiste en el estudio particular del efecto de cargas biaxiales de corte en columnas, la investigación posee ensayos en una dirección ya que se utilizan para comparar la diferencia de la respuesta a las cargas biaxiales. Se seleccionaron los ensayos 0V04+, 0V15+ y 0VA04+, cuyas diferencias corresponde al tipo de carga axial (modo  $V$  o modo  $VA$ ) y la carga axial, que corresponde a  $\frac{N_u}{f'_c A_g} = 0.44$  para los ensayos 04+ y en  $\frac{N_u}{f'_c A_g} = 0.57$  para los ensayos 15+.

Como se observa en las figuras 3.51, 3.52 y 3.53 se comparan las curvas monotónicas de ambos ensayos. En todos los casos el modelo ESFI-MVLEM sobre-estima el valor del peak de resistencia, así como la deformación en la cual se alcanza este peak. No obstante, a diferencia de ménsulas y vigas, en estos elementos no se realiza la modificación de la ductilidad del hormigón a tracción y, en consecuencia, la pendiente inicial de todos los modelos es casi idéntica a la de los ensayos.

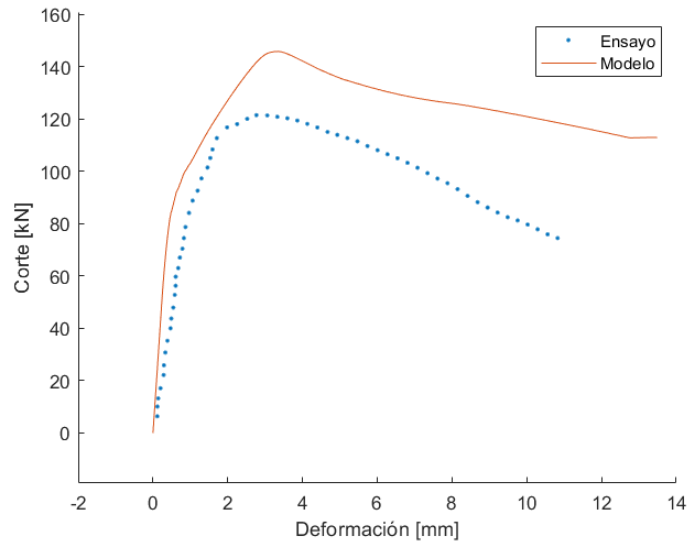


Figura 3.51: Resistencia máxima al corte del ensayo 0V04

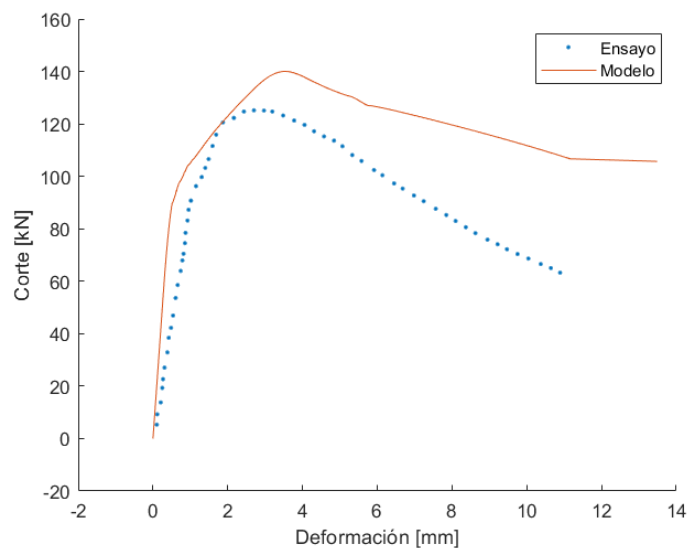


Figura 3.52: Resistencia máxima al corte del ensayo 0V15



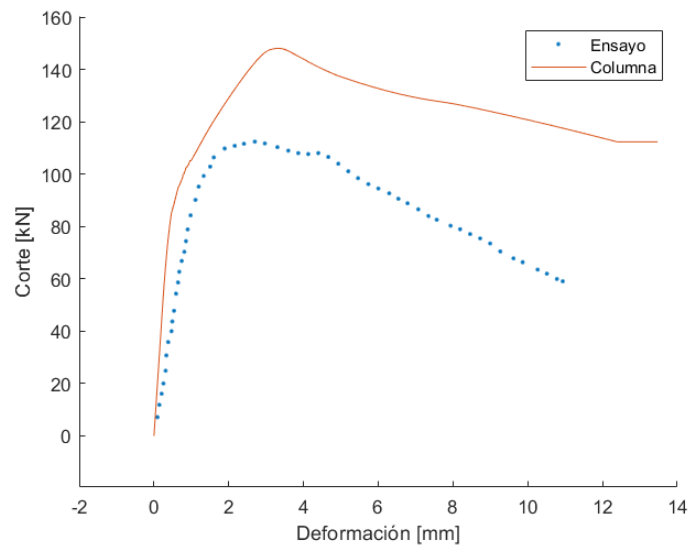


Figura 3.53: Resistencia máxima al corte del ensayo 0VA04

# Capítulo 4

## Comparación con otros modelos

A continuación se presenta la comparación del cálculo de la capacidad al corte de distintos modelos de la literatura y el modelo de flexión MVLEM implementado en *OpenSees*.

Todos los elementos se comparan con la capacidad del código del Instituto Americano de Hormigón (ACI), el modelo cerrado propuesto por Melo [15] y modelos de la literatura seleccionados por Mejías [30], Alvarez [12] y Orrego [14], que presentaron un resultado cercano al de los ensayos.

### 4.1. Modelos para ménsulas

La capacidad máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM se compara con el cálculo de capacidad al corte indicado en la norma ACI318-19 [17], el método de Russo et al. [16] y el modelo cerrado de Melo [15].

#### 4.1.1. Instituto Americano del Hormigón (ACI318-19 Capítulo 16.5)

La norma ACI, en el capítulo 16.5, define el diseño para ménsulas cuya relación de aspecto es menor a 1 ( $a_v/d \leq 1.0$ ). La capacidad al corte queda determinada por la teoría de cortante por fricción, donde el plano de falla es perpendicular al refuerzo en la cara interna de la ménsula y la armadura se encuentra fluyendo a tracción.

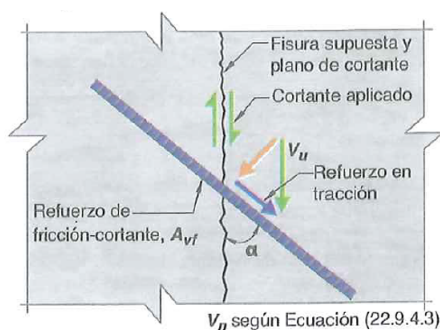


Figura 4.1: Método de cortante por fricción con el refuerzo cortante a tracción [17]

En resumen, la fuerza al corte máxima se determina mediante la expresión 4.1, donde  $\mu$  es el coeficiente de fricción, igual a 1.4 en este caso,  $\rho_b$  y  $\rho_L$  son las cuantías de la armadura de

borde y longitudinal, respectivamente,  $f_{yb}[MPa]$   $f_{yL}[MPa]$  son las tensiones de fluencia del acero de borde y longitudinal, respectivamente,  $f'_c[MPa]$  es la tensión máxima a compresión del hormigón,  $b[mm]$  es el ancho de ménsula y  $d[mm]$  es la altura efectiva del elemento estructural.

$$V_u = \mu(\rho_b f_{yb} + \rho_L f_{yL})bd \leq \min\{0.2f'_c; 11; 3.3 + 0.08f'_c\}bd \quad (4.1)$$

#### 4.1.2. Método de Russo et al.(2006)

El modelo propuesto por Russo et al. se basa en un modelo de puntal-tensor entre el hormigón fisurado y el refuerzo principal y distribuido. Esta expresión, obtenida mediante calibraciones con 243 ensayos, considera la contribución del hormigón y del acero mediante la superposición de sus efectos.

$$V_u = 0.8(k\chi f'_c \cos(\theta) + 0.65\rho_h f_{yh} \cot(\theta))bd \quad (4.2)$$

$$\chi = \left[ 0.74 \left( \frac{f'_c}{105} \right)^3 - 1.28 \left( \frac{f'_c}{105} \right)^2 + 0.22 \left( \frac{f'_c}{105} \right) + 0.87 \right] [MPa] \quad (4.3)$$

$$n = \frac{42.6}{\sqrt{f'_c[MPa]}} \quad (4.4)$$

$$k = \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \quad (4.5)$$

$$\theta = 2\arctan \left( \frac{-1 + \sqrt{\left(\frac{a}{d}\right)^2 + \left(1 - \frac{k^2}{4}\right)^2}}{\frac{a}{d} - \frac{k}{2}} \right) \quad (4.6)$$

La variable  $k\chi[mm]$  es la profundidad de la zona de compresión,  $f'_c$  es la tensión máxima a compresión del hormigón y  $\theta$  es el ángulo del puntal a compresión respecto a la dirección transversal. Es necesario precisar que la función  $\chi$  representa la asociación entre la resistencia del hormigón y la tensión de compresión máxima del puntal a compresión. Por otro lado,  $\rho_h$  corresponde a la cuantía de acero distribuido,  $f_{yh}[MPa]$  es la tensión de fluencia del refuerzo distribuido,  $b[mm]$  es el ancho de la ménsula y  $d[mm]$  es la altura efectiva de la ménsula.

En la calibración de Russo, se quitan los ensayos cuya cuantía de armadura principal sea menor a  $\rho_{f,min} = \frac{1.4}{f_{yb}}$ , donde  $f_{yb}[MPa]$  es la tensión de fluencia del refuerzo principal.

#### 4.1.3. Modelo cerrado de Melo (2018)

El modelo de Melo [15] se basa en el modelo de Kassem y Elsheikh [31] de paneles de hormigón armados. Se generaliza para cuatro tipos de elementos estructurales (muros cortos, vigas altas, ménsulas y uniones viga-columna) y propone una nueva calibración para determinar las deformaciones en las direcciones principales y los cuatro estados límites, que determinan la capacidad al corte mediante un modelo cerrado, utilizando expresiones calibradas.

Mayores detalles sobre las calibraciones elegidas, con los parámetros y diagramas de flujo, se encuentran en el artículo.

## 4.2. Modelos para vigas cortas

La capacidad máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM se compara con el cálculo de capacidad al corte indicado en la norma ACI318-19 [17], el código británico BS8110-1997 [32] y el modelo cerrado de Melo [15].

### 4.2.1. Instituto Americano del Hormigón (ACI318-19 Capítulo 9.9)

En el capítulo 9.9 de la norma ACI318 versión 2019, se indica que la capacidad al corte de vigas está dada por el aporte del hormigón y del acero, cuyo aporte del hormigón depende de la cantidad de armadura transversal del elemento. En los casos en que el refuerzo transversal sea menor a la cantidad mínima indicada en la misma norma, se disminuye la capacidad al corte en relación a la profundidad del refuerzo longitudinal. Así, la capacidad al corte está dada por las expresiones 4.7 a 4.12.

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.7)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yT} d}{s} \quad (4.8)$$

- Si  $A_{v,min} \leq A_v$

$$V_c = \left( 0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (4.9)$$

- Si  $A_{v,min} \geq A_v$

$$V_c = \left( 0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (4.10)$$

Donde:

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \max\left\{0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_w}{f_{yT}}, 0.35\frac{b_w}{f_{yT}}\right\} \quad (4.11)$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.004d}} \leq 1.0 \quad (4.12)$$

La capacidad al corte  $V_n[N]$  es la suma de la capacidad del hormigón  $V_c[N]$  y del acero  $V_s[N]$ .  $A_v[mm^2]$  corresponde a la armadura transversal de la viga,  $f_{yT}[MPa]$  es la tensión de fluencia del acero transversal,  $d[mm]$  es la altura efectiva de la viga,  $s[mm]$  es el espaciamiento. Asimismo,  $\lambda = 1.0$  para hormigones de peso normal,  $f'_c[MPa]$  es la tensión máxima del hormigón,  $N_u[N]$  es la carga axial de la viga,  $A_g[mm^2]$  es el área gruesa de la viga,  $b_w[mm]$  es el espesor de la viga y  $\rho_w[-]$  es la cuantía longitudinal.

## 4.2.2. Código británico (BS8110-1997)

Al igual que la norma ACI318, la norma británica considera la capacidad al corte de vigas como la capacidad del hormigón adicionado a la resistencia del acero transversal.

$$V_{BS} = V_c + V_s \quad (4.13)$$

$$V_s = \frac{0.87 A_{vh} f_{yh} d}{s_h} \quad (4.14)$$

$$V_c = \begin{cases} 0.79(100\rho_w)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{400}{d}\right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{f'_c}{20}\right)^{\frac{1}{3}} bd & \text{si } \frac{a}{d} \geq 2 \\ 0.79 \left(\frac{2d}{a}\right) (100\rho_w)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{400}{d}\right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{f'_c}{20}\right)^{\frac{1}{3}} bd & \text{si } \frac{a}{d} < 2 \end{cases} \quad (4.15)$$

Donde  $V_{BS}[N]$  es la capacidad al corte de la viga,  $V_c[N]$  es el aporte del hormigón y  $V_s[N]$  del acero.  $f'_c[MPa]$  es la tensión máxima a compresión de un cilindro de hormigón,  $\rho_w$  es la cuantía de armadura longitudinal,  $A_{vh}[mm^2]$  es al área del refuerzo transversal,  $f_{yh}[MPa]$  es la fluencia del acero horizontal,  $s[mm]$  es el espaciamiento del refuerzo transversal,  $a[mm]$  es la distancia entre el punto de aplicación de la carga y el soporte de la viga,  $b[mm]$  es el espesor de la viga y  $d[mm]$  es la altura efectiva de la viga.

## 4.2.3. Modelo cerrado de Melo (2018)

Corresponde al mismo modelo explicado en la sección 4.1.3. de este mismo capítulo.

## 4.3. Modelos para columnas

La capacidad máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM se compara con el cálculo de capacidad al corte indicado en la norma ACI318-19 y el modelo MVLEM implementado en OpenSees.

### 4.3.1. Instituto Americano del Hormigón (ACI318-19 Capítulo 10.5)

Corresponde a las mismas expresiones detalladas en la sección 4.2.1. de este mismo capítulo.

### 4.3.2. MVLEM

El modelo MVLEM, descrito en la sección 2.1 del capítulo del marco teórico, se encuentra implementado en OpenSees. Este modelo de muros cuya formulación se basa en elementos con comportamiento dominante a flexión, no posee interacción flexión-corte y, por ende, tiende a sobrestimar la capacidad al corte de elementos chatos.

La capacidad al corte se define por un material elástico, cuya pendiente ( $G$ ) depende del módulo de elasticidad del hormigón.

$$G = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \quad (4.16)$$

Donde  $\nu = 0.2$  es el coeficiente de Poisson del hormigón.

De esta forma, se utiliza el modelo MVLEM utilizando la misma discretización que el modelo ESFI-MVLEM.

## 4.4. Modelos para uniones viga-columna

La capacidad máxima al corte del modelo ESFI-MVLEM se compara con el cálculo de capacidad al corte indicado en la norma ACI318-19, el modelo de Wang et al. [33] y el modelo cerrado de Melo.

### 4.4.1. Instituto Americano del Hormigón (ACI318-19 Capítulo 15.4)

La resistencia al corte de uniones viga-columna de hormigón armada se determina según la resistencia a compresión del hormigón y el grado de confinamiento de la unión. Además, se define el área de la sección efectiva del nudo como el producto de la altura de la unión y el ancho efectivo del nudo.

El ancho efectivo del nudo es el menor valor entre  $b + h$  y  $b + 2x$ , donde  $b$  es el ancho de la viga,  $h$  es el ancho de la columna y  $x$  es la menor distancia entre el borde de la columna y la viga (figura 4.2).

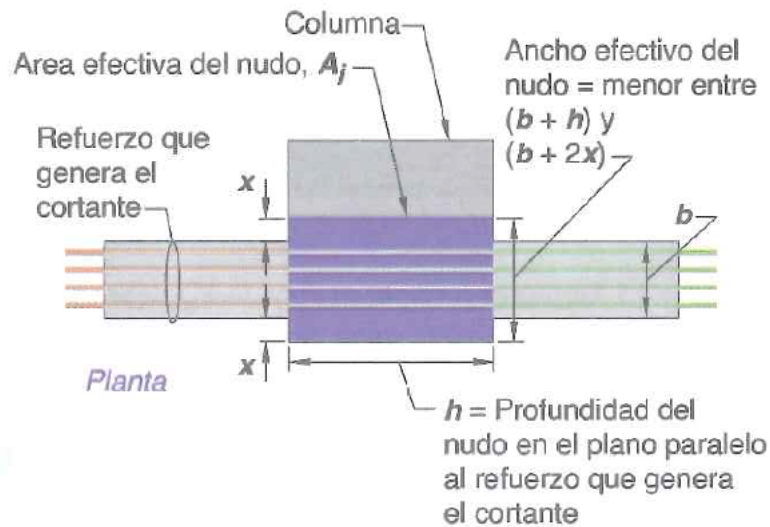


Figura 4.2: Área efectiva de la unión [17]

Debido a que la base de datos sólo indica dos niveles de confinamiento, se decide utilizar los dos casos más conservadores para cada grado de confinamiento, es decir, para ambos casos se utiliza la condición de nudo no confinado por vigas transversales.

$$V_n = \begin{cases} 1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j & \text{si Unión Interior} \\ 1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j & \text{si Unión Exterior} \end{cases} \quad (4.17)$$

$\lambda$  es 1.0 para hormigones de peso normal,  $f'_c$  es la tensión máxima del hormigón a compresión y  $A_j$  es el área efectiva de la unión.

#### 4.4.2. Modelo de Wang et al.(2012)

El modelo cerrado de Wang et al. (2012) asume que la capacidad máxima al corte se alcanza en una envolvente de falla. Los esfuerzos máximos ocurren en el punto  $C$  dentro de la unión (figura 4.3), el cual se encuentra sometido a un esfuerzo axial  $\sigma_y$  y un esfuerzo de corte  $\tau_{xy}$ . Además, se asume que las tensiones principales al momento de la falla coinciden con los esfuerzos normales del puntal diagonal AB.

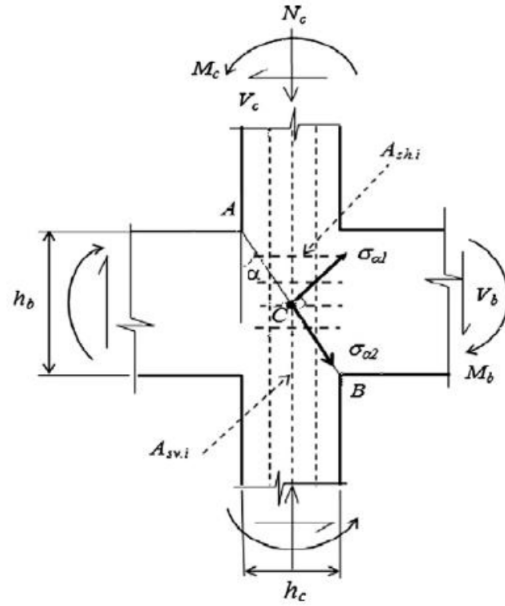


Figura 4.3: Mecanismo de falla en unión viga-columna [33]

En este trabajo se define el ángulo  $\alpha$  como el ángulo entre el puntal AB y el eje vertical de la columna. Además,  $\sigma_{\alpha_1}$  es el esfuerzo principal a tracción y  $\sigma_{\alpha_2}$  a compresión. De esta forma, mediante el círculo de Mohr, se definen las tensiones principales de la siguiente forma:

$$\sigma_{\alpha_1} = \frac{1}{2}\sigma_y(1 - \cos 2\alpha) + \tau_{xy}\sin 2\alpha \quad (4.18)$$

$$\sigma_{\alpha_2} = \frac{1}{2}\sigma_y(1 + \cos 2\alpha) - \tau_{xy}\sin 2\alpha \quad (4.19)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{h_c}{h_b} \right) \quad (4.20)$$

$$\sigma_y = \frac{N_c}{b_c h_c} \quad (4.21)$$

$$\tau_{xy} = \frac{V_{jh}}{b_j h_c} \quad (4.22)$$

Donde  $h_c$  es la profundidad de la columna,  $h_b$  es la profundidad de la viga,  $N_c$  es la carga axial sobre la columna,  $V_{jh}$  es la fuerza de corte en la dirección horizontal de la unión,  $b_c$  es el ancho de la viga y  $b_j$  es el ancho de la unión, cuyo valor es el menor entre  $b_c$  y  $b_b + 0.5h_c$  cuando  $b_c \geq b_b$  o el menor entre  $b_b$  y  $b_c + 0.5h_c$  cuando  $b_c < b_b$ , con  $b_b$  el ancho de la viga.

Se utiliza el segmento BC para definir la envolvente de falla, con  $f_{t,n}$  el esfuerzo a tracción nominal del hormigón en la dirección de  $\sigma_{\alpha_1}$ .

$$\frac{\sigma_{\alpha_1}}{f_{t,n}} - 0.8 \frac{\sigma_{\alpha_2}}{f'_c} = 1 \quad (4.23)$$

$$f_{t,n} = f_{t,c} + \rho_{sh} f_{yh} \cos^2 2\alpha + \rho_{sv} f_{yv} \sin^2 2\alpha \quad (4.24)$$

Donde  $\rho_{sh}$  y  $\rho_{sv}$  corresponden a la cuantía de armadura horizontal y vertical, respectivamente;  $f_{sh}$  y  $f_{sv}$  son las tensiones de fluencia de la armadura horizontal y vertical, respectivamente;  $f_{t,c} = 0.556\sqrt{f'_c}$  es la resistencia nominal a tracción.

La combinación de las expresiones anteriores es la formulación final de Wang et al. para la resistencia nominal al corte. Además, se agrega el efecto del confinamiento con el factor de reducción  $\beta$  que toma el valor de 1.0 para uniones interiores y 0.8 para exteriores.

$$V_{jh} = \beta \frac{1.0 - \left( \frac{\sin^2 \alpha}{f_{t,n}} - \frac{0.8 \cos^2 \alpha}{f'_c} \right) \sigma_y}{\left( \frac{1}{f_{t,n}} + \frac{0.8}{f'_c} \right) \sin 2\alpha} b_j h_c \quad (4.25)$$

#### 4.4.3. Modelo cerrado de Melo

Corresponde al mismo modelo explicado en la sección 4.1.3. de este mismo capítulo.

### 4.5. Comparación de modelos

En esta sección se realiza la comparación del modelo ESFI-MVLEM con los presentados anteriormente. Por esta razón, se calcula el promedio de la razón  $V_{modelo}/V_{ensayo}$  para todos los modelos, junto con su respectivo coeficiente de variación (c.o.v.), que se presentan en las figuras 4.4 a 4.7. Para el caso de vigas altas y columnas, el modelo ESFI-MVLEM representa la mejor implementación, mientras que en ménsulas y uniones viga-columna existen implementaciones mejores.

En ménsulas (figura 4.4), el modelo mejor implementado es el método de Russo et al. No obstante, este modelo fue creado particularmente para ménsulas. Al mismo tiempo, el modelo ESFI presenta un c.o.v. similar al modelo cerrado de Melo, aunque el modelo ESFI tiende a sobrestimar la resistencia máxima. Por último, el modelo ESFI presenta mejores resultados respecto a la norma ACI, tanto en promedio como en c.o.v.

Para vigas altas (figura 4.5), el modelo ESFI funciona mejor respecto al resto de los mode-



los estudiados. El modelo que obtiene valores similares es el modelo de Melo, sin embargo, el modelo ESFI reduce la sobrestimación, mientras que el coeficiente de variación se mantiene similar. Por otra parte, el modelo ESFI-MVLEM es más eficiente que la norma ACI y el código británico BS, que subestiman la capacidad al corte máxima por razones normativas.

Por otro lado, en columnas (figura 4.6), el modelo logra diferenciarse del modelo de flexión MVLEM y de la ACI, ya que posee los mejores valores estadísticos. Los resultados del modelo MVLEM corresponden a los esperados, ya que al no incluir la interacción flexión-corte, sobrestima la capacidad de los elementos y, al mismo tiempo, posee una mayor dispersión de sus resultados. Asimismo, la norma ACI subestima la capacidad, sin embargo posee el menor c.o.v. de los tres modelos estudiados.

Por último, en uniones viga-columna (4.7) el modelo ESFI es el que más sobre-estima los resultados. El modelo de Melo es el que posee mejor predicción de la capacidad y menor dispersión de los resultados. La ACI y el método de Wang et al. poseen promedios cercanos a 1, sin embargo tienen un c.o.v. mayor que el modelo ESFI o el de Melo.

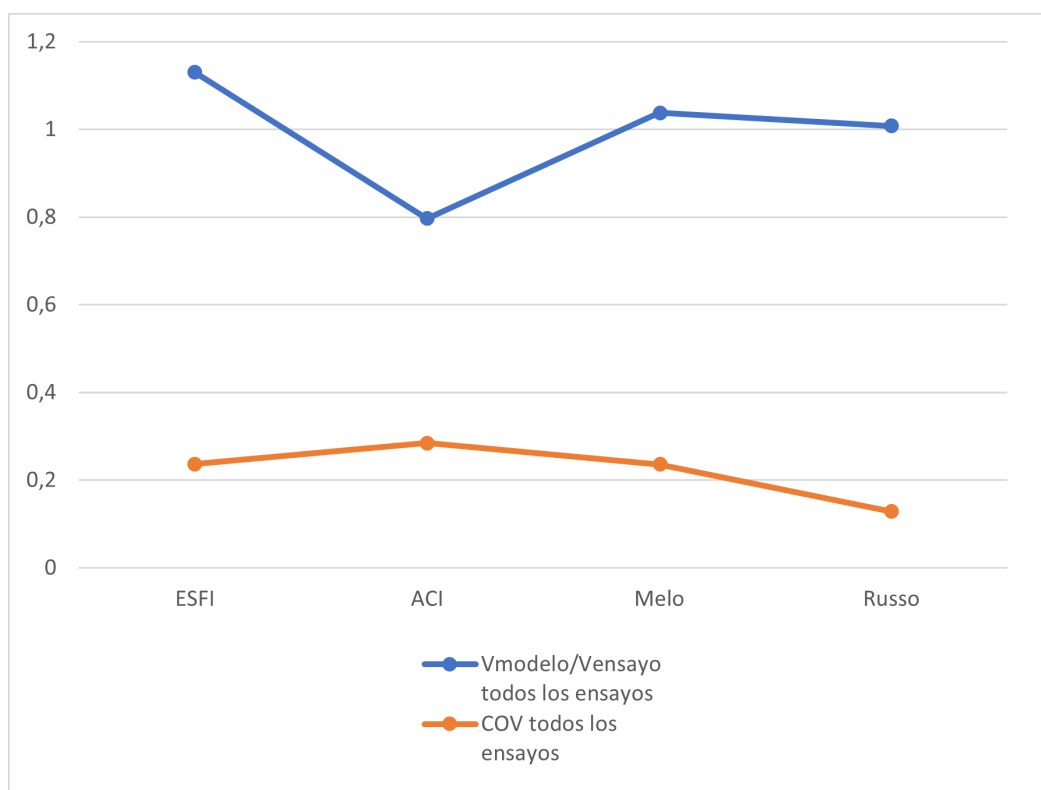


Figura 4.4: Parámetros estadísticos de modelos de ménsulas

Tabla 4.1: Comparación de modelos para ménsulas

	Promedio $V_{modelo}/V_{ensayo}$	COV
ESFI-MVLEM	1.13	0.24
ACI318-19	0.80	0.29
Melo	1.04	0.24
Russo et al.	1.01	0.13

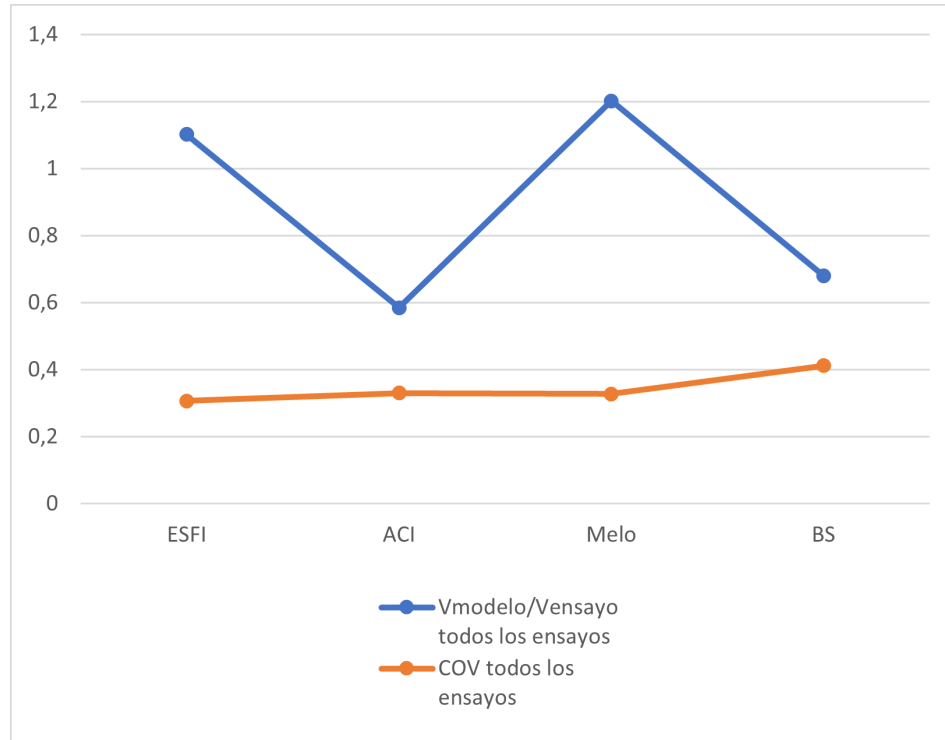


Figura 4.5: Parámetros estadísticos de modelos de vigas altas

Tabla 4.2: Comparación de modelos para vigas

	Promedio $V_{modelo}/V_{ensayo}$	COV
ESFI-MVLEM	1.10	0.31
ACI318-19	0.59	0.33
Melo	1.20	0.33
BS	0.68	0.41

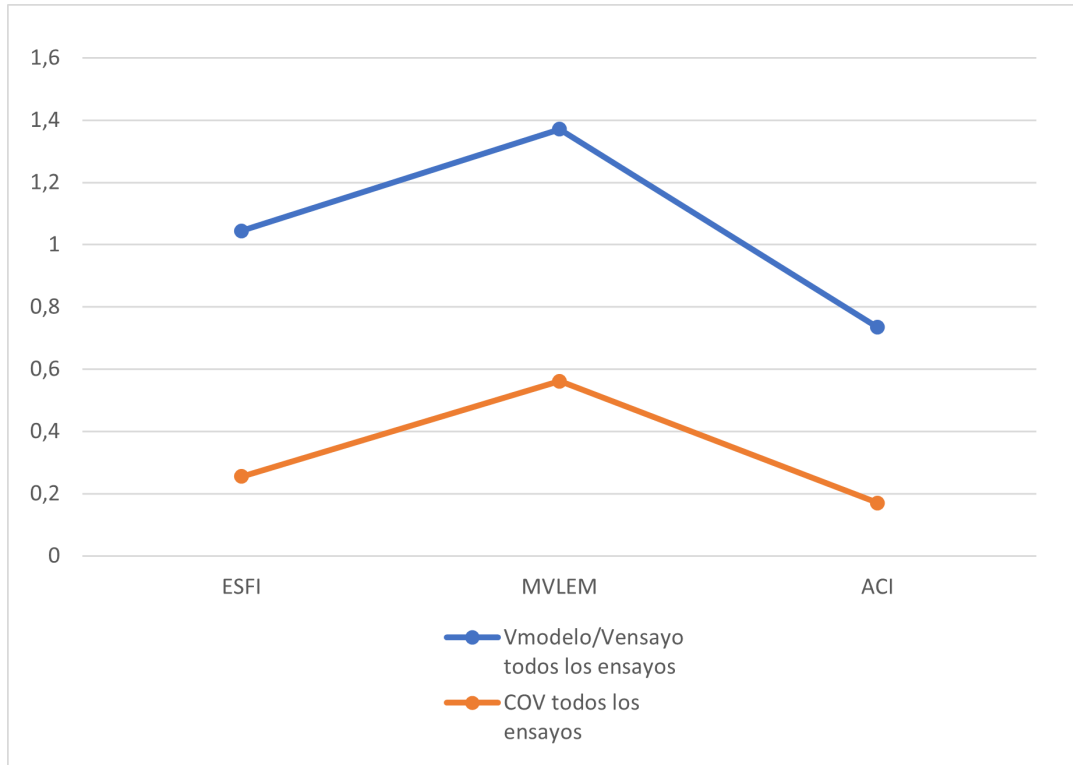


Figura 4.6: Parámetros estadísticos de modelos de columnas

Tabla 4.3: Comparación de modelos para columnas

	Promedio $V_{modelo}/V_{ensayo}$	COV
ESFI-MVLEM	1.04	0.26
ACI318-19	1.37	0.56
MVLEM	0.73	0.17

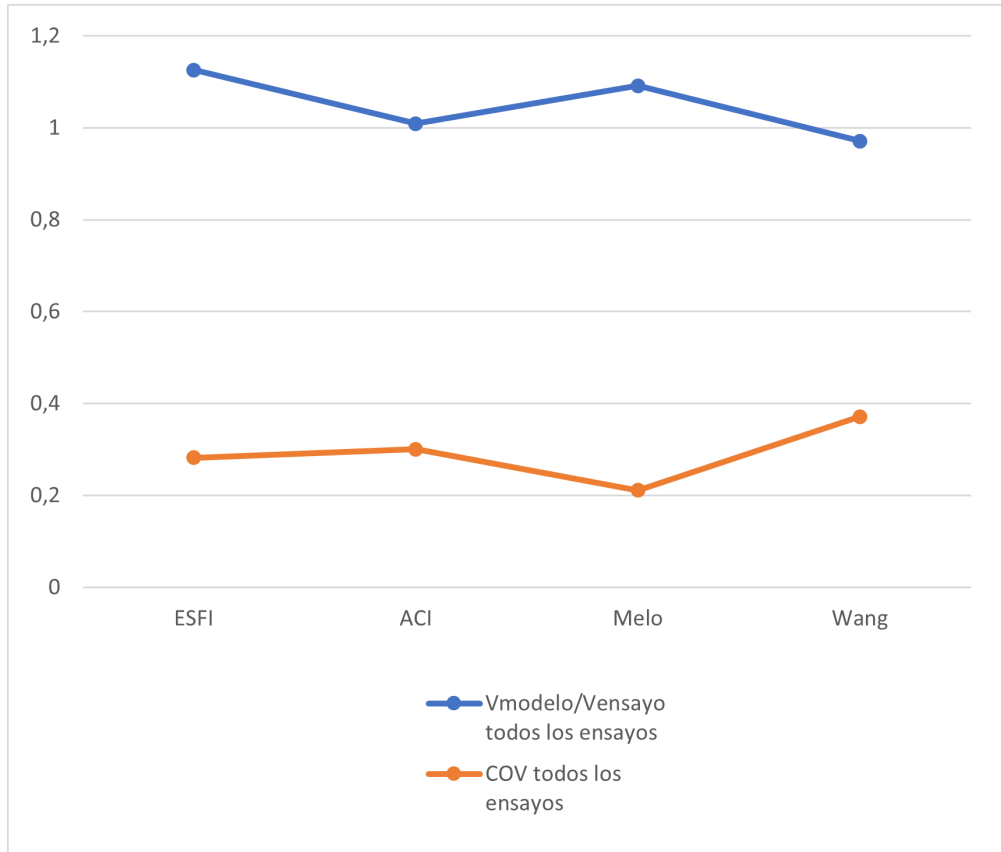


Figura 4.7: Parámetros estadísticos de modelos de uniones viga-columna

Tabla 4.4: Comparación de modelos para uniones viga-columna

	Promedio $V_{modelo}/V_{ensayo}$	COV
ESFI-MVLEM	1.14	0.26
ACI318-19	1.01	0.30
Melo	1.10	0.21
Wang et al.	0.97	0.37

# Capítulo 5

## Conclusiones

El estudio de la capacidad al corte se ha vuelto relevante para el diseño estructural debido a diversas razones, una de ellas es el aumento de estructuras innovadoras, que escapan de lo descrito por las normativas actuales y requieren herramientas precisas para su diseño. Si bien, existen modelos actuales que permiten calcular la capacidad de elementos susceptibles a falla cortante, es importante seguir el estudio de nuevos modelos eficientes computacionalmente para facilitar su implementación en el diseño estructural.

Este trabajo consiste en la validación del modelo ESFI-MVLEM en ménsulas, vigas altas, columnas y uniones viga-columna. El modelo fue creado para muros de todo tipo de esbeltez y calcula correctamente la respuesta carga-desplazamiento. Se basa en el modelo SFI-MVLEM, pero utiliza una expresión calibrada de la deformación horizontal que disminuye el tiempo computacional para los modelos, manteniendo la precisión de los resultados.

En primer lugar, debido a las diferencias entre los elementos de estudio y los muros utilizados para la calibración, se modifica el modelo de dovela implementado en el modelo original, pasando de uno elástico a uno elasto-plástico. Sin embargo, esta modificación del modelo es insuficiente para compensar la fisuración temprana de los elementos ESFI-MVLEM.

En segundo lugar, se realiza un cambio en la ductilidad del hormigón a tracción para elementos con poca armadura, es decir, para ménsulas, vigas altas y uniones viga-columna. Lo anterior permite que los elementos no existan problemas de convergencia y el modelo funcione correctamente. Con esta modificación, se determina la resistencia máxima de todos los elementos y se estudia la respuesta global de ensayos seleccionados.

En tercer lugar, se realiza una calibración de la cuantía horizontal de uniones viga-columna con el objetivo de incorporar el efecto del confinamiento en el resultado de la capacidad. Así, se logra definir el parámetro  $\lambda$  que se diferencia para uniones exteriores ( $\lambda = 0.5$ ) e interiores ( $\lambda = 0.99$ ).

Posteriormente se procede a analizar el resultado de la capacidad máxima al corte de los cuatro elementos estructurales en estudio, donde sólo las columnas se modelan con los parámetros originales del modelo ESFI-MVLEM. Además, se estudian cinco características influyentes en la capacidad al corte para verificar si están bien capturados por el modelo. De lo anterior, se determina que debería existir una nueva calibración para incluir elementos con

menor cantidad de armadura longitudinal y con esbelteces más pequeñas que las utilizadas en el modelo original.

Del mismo modo, se realiza el análisis de la curva monotónica carga-deformación para un ensayo de ménsula, dos ensayos de vigas y tres ensayos de columnas. Debido a la modificación del material en ménsulas y vigas altas, la respuesta global no es adecuada, pero para columnas la curva del modelo se asemeja a la curva del ensayo, aunque existen leves diferencias respecto al peak de resistencia.

Finalmente, se comparan los resultados de resistencia máxima al corte para todos los elementos respecto a normas, modelos elegidos de la literatura y otros modelos computacionales. En la tabla 4.1 se observa que el modelo ESFI-MVLEM se asemeja a los resultados obtenidos por Melo, pero el modelo de Russo et al. posee un mejor rendimiento. En el caso de vigas y columnas (tablas 4.2 y 4.3, respectivamente), el modelo ESFI-MVLEM presenta el mejor rendimiento. Por último, en la tabla 4.4, se observa que el mejor resultado para uniones viga-columna se obtiene con el modelo de Melo, sin embargo, el modelo ESFI-MVLEM es el segundo con mejor rendimiento.

## 5.1. Trabajos futuros

Debido a que no se realizó una nueva calibración de las deformaciones en  $x$  ( $\varepsilon_x$ ) para ninguno de los elementos de este trabajo, hubieron problemas de convergencia asociados a las propiedades de los ensayos. Por lo tanto, fue necesario modificar parcialmente el modelo ESFI-MVLEM incorporando un modelo de acción de dovela elástico-plástico. Sin embargo, la implementación resultó insuficiente y se debe encontrar un modelo de acción de dovela que sea más eficiente computacionalmente y cercano al comportamiento real de este fenómeno. En razón de lo anterior, se recomienda utilizar un nuevo modelo de acción de dovela que incluya degradación o que dependa de nuevas variables, es decir, probar un modelo más adaptado a elementos chatos.

En la actualidad se vuelve cada vez más relevante el estudio del efecto de cargas en dos direcciones, en particular para columnas. Existen modelos en tres dimensiones muy similares a la formulación base del modelo ESFI-MVLEM, tal como el modelo de Li [34] o el modelo de Kagermanov [35] que asumen que las tensiones son nulas en dos planos de los elementos tridimensionales, es decir, se debe realizar un proceso iterativo para calcular las deformaciones en dos direcciones basándose en la hipótesis de tensiones nulas en esos planos.

En consecuencia, se podría extender el modelo ESFI-MVLEM a uno en tres dimensiones modificando la hipótesis de tensiones nulas para resolver el problema. El objetivo debería ser proponer una nueva expresión calibrada de la deformación desconocida. No obstante, la expresión de deformación del modelo de ESFI-MVLEM fue calibrada con datos de muros y podría no ser apropiada en columnas. Por ende, la adaptación debería considerar una posible modificación de la expresión de la deformación o un análisis de sensibilidad sobre las variables más significativas de la capacidad al corte en columnas.

# Bibliografía

- [1] A. Vulcano, V. V. Bertero, and V. Colotti, “Analytical modeling of RC structural walls,” *9th World Conference on Earthquake Engineering*, vol. 6, pp. 41–44, 1988.
- [2] L. Massone, C. Lopez, and K. Kolozvari, *Formulation of an efficient shear-flexure interaction model for planar reinforced concrete walls*. 2020.
- [3] L. M. Massone, K. Orakcal, and J. W. Wallace, “Shear-Flexure Interaction for Structural Walls,” *ACI Special Publication*, vol. 236, pp. 127–150, 2006.
- [4] L. M. Massone, K. Orakcal, and J. W. Wallace, “Modeling of squat structural walls controlled by shear,” *ACI Structural Journal*, vol. 106, no. 5, pp. 646–655, 2009.
- [5] K. Kolozvari, K. Kalbasi, K. Orakcal, L. M. Massone, and J. Wallace, “Shear–flexure–interaction models for planar and flanged reinforced concrete walls,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 17, no. 12, pp. 6391–6417, 2019.
- [6] K. Orakcal, L. M. Massone, and D. Ulugtekin, “A Hysteretic Constitutive Model for Reinforced Concrete Panel Elements,” *International Journal of Concrete Structures and Materials*, vol. 13, no. 1, 2019.
- [7] G. Chang and J. Mander, “Seismic Energy Base Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part 1 - Evaluation of Seismic Capacity,” 1994.
- [8] A. Belarbi and T. T. Hsu, “Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete,” vol. 91-S46, 1994.
- [9] & W. J. W. Orakcal, K., “Flexural modeling of reinforced concrete walls - 787 experimental verification.,” *ACI Materials Journal*, vol. 103(2), pp. 196–206, 2009.
- [10] M. Menegotto and P. E. Pinto, “Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending,” *proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Loads*, pp. 15–22, 1973.
- [11] L. M. Massone, “Strength prediction of squat structural walls via calibration of a shear-flexure interaction model,” *Engineering Structures*, vol. 32, no. 4, pp. 922–932, 2010.
- [12] L. M. Massone and J. E. Álvarez, “Shear strength model for reinforced concrete corbels based on panel response,” *Earthquake and Structures*, vol. 11, no. 4, pp. 723–740, 2016.
- [13] F. J. Vecchio and M. P. Collins, “The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear,” *ACI journal*, vol. 83-22, 1986.
- [14] L. M. Massone and G. N. Orrego, “Analytical model for shear strength estimation of rein-

- forced concrete beam-column joints,” *Engineering Structures*, vol. 173, no. May, pp. 681–692, 2018.
- [15] L. M. Massone and F. Melo, “General solution for shear strength estimate of RC elements based on panel response,” *Engineering Structures*, vol. 172, no. May, pp. 239–252, 2018.
- [16] V. R. P. M. S. G. Russo, G., “Reinforced concrete corbels shear strength model and design formula,” *ACI Structural Journal*, vol. 1030, pp. 3–7, 2006.
- [17] ACI, *ACI 318-19 & ACI 318R-19: building coderequirements for structural concrete and commentary*. 2019.
- [18] C. Beckingsale, “Post elastic behaviour of reinforced concrete beam-column joints,” *Research Report No 80-2*, no. August, p. 379 pp, 1980.
- [19] L. M. Massone and A. Correa, “Behavior of reinforced concrete columns under biaxial shear forces based on ACI 318,” *Engineering Structures*, vol. 219, no. April, p. 110731, 2020.
- [20] M. S. T. and H. T.T.C, “Shear Strength Prediction for Deep Beams with Web Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, vol. 84-s53, pp. 513–523, 1987.
- [21] O. Joh and T. Shibata, “Shear Failure of Reinforced Concrete Columns Due to Biaxial Lateral Forces,” in *8th World Conference on earthquake engineering*, pp. 527–84, 1984.
- [22] R. Park and M. J.R., “Comparison of Recent New Zealand and United States Seismic Design Provisions for Reinforced Concrete Beam – Column Joints and Tests Results from Four Units Designed According to the New Zealand Code,” *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 14 No 3, pp. 131–144, 1983.
- [23] NIST, “Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design,” tech. rep., National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 4 2017.
- [24] E. Spacone and J. Coleman, “Localization Issues in Force-Based Frame Elements,” *Journal of structural engineering*, no. November, pp. 1257–1265, 2001.
- [25] T. Welt, D. Lehman, L. Lowes, and J. LaFave, “A constitutive model for confined concrete in slender rectangular RC sections incorporating compressive energy,” *Construction and Building Materials*, vol. 193, pp. 344–362, 2018.
- [26] X.G.He and A.K.H.Kwan, “Modeling dowel action of reinforcement bars for finite element analysis of concrete structures,” *Computers and Structures*, vol. 79, no. 2001, pp. 595–604, 2001.
- [27] S. J. Foster, R. E. Powell, and H. S. Selim, “Performance of high-strength concrete corbels,” *ACI Structural Journal*, vol. 93, no. 5, pp. 555–563, 1996.
- [28] K. H. Yang, H. S. Chung, E. T. Lee, and H. C. Eun, “Shear characteristics of high-strength concrete deep beams without shear reinforcements,” *Engineering Structures*, vol. 25, no. 10, pp. 1343–1352, 2003.
- [29] M. Mizoguchi, T. Arakawa, Y. Arai, and M. Yoshida, “Shear Resisting Behavior of Short Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending Shear and Varying Axial Load,” *Transactions of the Japan Concrete Institute*, vol. 12, pp. 347–354, 0.



- [30] G. Mejías, “Validación del modelo tipo panel modificado en la estimación analítica de la capacidad al corte de vigas altas de hormigón armado,” p. 150, 2014.
- [31] W. Kassem and A. Elsheikh, “Estimation of Shear Strength of Structural Shear Walls,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 136, pp. 1215–1224, 10 2010.
- [32] B. S. Institution, “Structural Use of Concrete: BS 8110: Part 1. Code of Practice for Design and Construction,” 1985.
- [33] G.-L. Wang, J.-G. Dai, and J. Teng, “Shear strength model for RC beam–column joints under seismic loading,” *Engineering Structures*, vol. 40, pp. 350–360, 7 2012.
- [34] Z. X. Li, Y. Gao, and Q. Zhao, “A 3D flexure-shear fiber element for modeling the seismic behavior of reinforced concrete columns,” *Engineering Structures*, vol. 117, pp. 372–383, 2016.
- [35] A. Kagermanov and P. Ceresa, “3D Fiber-based frame element with multiaxial stress interaction for RC structures,” *Advances in Civil Engineering*, vol. 2018, 2018.

# Anexo

## Base de datos ménsulas

ID	Autor	Ensayo	Hw [mm]	Lw [mm]	tw [mm]	dw [mm]	$f'_c$ [Mpa]	$\rho_L$ [%]	$f_{yL}$ [Mpa]	$\rho_T$ [%]	$f_{yT}$ [Mpa]	$\rho_b$ [%]	$f_{yb}$ [Mpa]	$\frac{N}{A_g f'_c}$ [-]	V test [kN]
1	Hermansen	HC-H1	121	406	228	375	39,8	0,15	380	0	0	0,59	340,7	0	600
2	Hermansen	HC-H2	121	406	228	375	35,8	0,15	380	0	0	0,59	340,7	0	520
3	Hermansen	HC-H3	121	406	228	375	37,8	0,35	302,9	0	0	0,59	340,7	0	570
4	Hermansen	HC-H4	121	406	228	375	38,7	0,35	302,9	0	0	0,59	340,7	0	580
5	Hermansen	HC-H7	111	406	228	372	36,1	0,67	341,8	0	0	1,35	350,4	0	900
6	Hermansen	HC-H8	111	406	228	372	30,4	0,67	341,8	0	0	1,35	350,4	0	915
7	Hermansen	HC-H9	111	406	228	373	37,6	1	340	0	0	0,76	352,6	0	885
8	Hermansen	HC-H10	111	406	228	372	33,9	0,67	341,8	0	0	1,35	350,4	0	860
9	Hermansen	HC-H13	111	406	228	372	36,7	0,67	341,8	0	0	1,35	336,3	0	805
10	Hermansen	HC-H14	121	406	228	375	40	0,35	248,6	0	0	0,59	349,2	0	698
11	Hermansen	HC-H19	111	406	228	375	46,5	0	0	0	0	0,46	343,5	0	498
12	Hermansen	HC-H20	111	406	228	375	44,7	1,19	327,7	0	0	0,29	348,3	0	903
13	Hermansen	HC-H21	111	406	228	373	30,4	1	256	0	0	0,76	326,3	0	682
14	Hermansen	HC-H22	111	406	228	373	47,3	1	256	0	0	0,76	326,3	0	870
15	Hermansen	HC-H23	111	406	228	373	41,4	1	256	0	0	0,76	326,3	0	739
16	Hermansen	HC-H27	111	406	228	372	37,3	0	0	0	0	2,01	337,8	0	743
17	Hermansen	HC-H28	111	406	228	375	40,3	0	0	0	0	0,44	345,5	0	467

18	Hermansen	HC-H29	111	406	228	375	17,6	0	0	0	0	0,44	345,5	0	462
19	Hermansen	HC-HT1	121	406	228	375	45	0,33	342,4	0	0	0,59	345,8	0	640
20	Hermansen	HC-HS1	76	268	152	237	36	0,55	252,7	0	0	1,06	343,4	0	292
21	Hermansen	HC-HS2	76	268	152	237	32	0,83	250,6	0	0	1,06	343,4	0	315
22	Hermansen	HC-HS3	76	268	152	237	46,5	0	0	0	0	0,79	340,5	0	263
23	Kriz	KR-1S	241,3	457,2	203,2	408,9	29,9	0,34	345	0	0	0,93	303	0	422,9
24	Kriz	KR-2S	241,3	457,2	203,2	408,9	31,7	0,62	319	0	0	0,93	303	0	483,7
25	Kriz	KR-3S	241,3	457,2	203,2	408,9	30,5	0,93	323	0	0	0,93	310	0	486,5
26	Kriz	KR-4S	152,4	457,2	203,2	408,9	29,9	0,34	392	0	0	0,93	305	0	534,1
27	Kriz	KR-5S	152,4	457,2	203,2	408,9	29,9	0,62	341	0	0	0,93	305	0	601,7
28	Kriz	KR-6S	152,4	457,2	203,2	408,9	30,9	0,93	339	0	0	0,93	305	0	664,8
29	Kriz	KR-11	101,6	355,6	406,4	307,3	26,9	0	0	0	0	1,24	328,9	0	822
30	Kriz	KR-18	152,4	457,2	203,2	411,5	29	0	0	0	0	0,48	326,1	0	360
31	Kriz	KR-23	152,4	660,4	203,2	614,7	27,2	0	0	0	0	0,32	310,3	0	394
32	Kriz	KR-26	152,4	457,2	203,2	408,9	29,5	0	0	0	0	0,93	367,5	0	492
33	Kriz	KR-29	152,4	660,4	203,2	612,1	25,7	0	0	0	0	0,62	327,5	0	549
34	Kriz	KR-34	152,4	457,2	203,2	408,9	28,1	0	0	0	0	1,86	367,5	0	549
35	Kriz	KR-37	152,4	660,4	203,2	612,1	26	0	0	0	0	1,24	374,4	0	694
36	Kriz	KR-39	241,3	457,2	203,2	408,9	31	0	0	0	0	0,93	375,8	0	386
37	Kriz	KR-40	241,3	457,2	203,2	408,9	29,9	0	0	0	0	0,93	305,4	0	387
38	Kriz	KR-41	241,3	457,2	203,2	408,9	29	0	0	0	0	0,93	306,1	0	347
39	Kriz	KR-43	241,3	660,4	203,2	612,1	28,6	0	0	0	0	0,62	328,9	0	533
40	Kriz	KR-44	241,3	660,4	203,2	612,1	26,5	0	0	0	0	0,62	313	0	498
41	Kriz	KR-45	241,3	457,2	203,2	408,9	29,5	0	0	0	0	1,86	348,2	0	534
42	Kriz	KR-46	241,3	457,2	203,2	408,9	26,5	0	0	0	0	1,86	305,4	0	466
43	Kriz	KR-47	241,3	457,2	203,2	408,9	28	0	0	0	0	1,86	306,1	0	465
44	Kriz	KR-60	254	457,2	203,2	408,9	26,3	0	0	0	0	0,93	305,4	0	355
45	Kriz	KR-61	254	457,2	203,2	408,9	28,3	0	0	0	0	0,93	374,4	0	334
46	Kriz	KR-69	254	457,2	203,2	408,9	25,4	0	0	0	0	1,86	305,4	0	383
47	Kriz	KR-70	254	457,2	203,2	408,9	27,7	0	0	0	0	1,86	367,5	0	356
48	Kriz	KR-83	215,9	457,2	203,2	411,5	15,9	0	0	0	0	0,48	315,8	0	229
49	Kriz	KR-84	215,9	457,2	203,2	408,9	15,8	0	0	0	0	0,93	326,1	0	311
50	Kriz	KR-85	215,9	457,2	203,2	406,4	15	0	0	0	0	1,23	307,5	0	282
51	Kriz	KR-88	88,9	660,4	203,2	612,1	26,3	0	0	0	0	1,24	327,5	0	672

52	Kriz	KR-92	215,9	457,2	203,2	411,5	28,7	0	0	0	0	0,48	315,8	0	287
53	Kriz	KR-93	215,9	457,2	203,2	408,9	27,4	0	0	0	0	0,93	327,5	0	401
54	Kriz	KR-94	215,9	457,2	203,2	406,4	27,2	0	0	0	0	1,23	322	0	506
55	Kriz	KR-97	88,9	660,4	203,2	612,1	44,3	0	0	0	0	1,24	305,4	0	964
56	Kriz	KR-101	215,9	457,2	203,2	411,5	43,9	0	0	0	0	0,48	319,2	0	347
57	Kriz	KR-102	215,9	457,2	203,2	408,9	46,1	0	0	0	0	0,93	320,6	0	432
58	Kriz	KR-103	215,9	457,2	203,2	406,4	45,4	0	0	0	0	1,23	327,5	0	525
59	Mattock	MA-A2	151,6	255	152,4	226,3	25,3	0	0	0	0	1,16	321,4	0	158,3
60	Mattock	MA-A3	227,6	255	152,4	225,3	26,6	0	0	0	0	1,86	381,7	0	124,5
61	Mattock	MA-B2	151,6	255	152,4	226,3	23,8	0,37	462,1	0	0	1,16	317,2	0	173
62	Mattock	MA-B3A	227,6	255	152,4	225,3	28,7	0,75	451,7	0	0	1,86	356,6	0	187,3
63	Yong	YO-B1	140	406	254	356	49,8	0,31	420	0	0	0,43	420	0	778
64	Yong	YO-B2	140	406	254	356	48,6	0,31	420	0	0	0,43	420	0	667
65	Yong	YO-C1	140	406	254	356	63,3	0,31	420	0	0	0,57	420	0	796
66	Yong	YO-C2	140	406	254	356	55,5	0,31	420	0	0	0,57	420	0	836
67	Yong	YO-D1	140	406	254	356	39,2	0,31	420	0	0	0,66	420	0	701
68	Yong	YO-D2	140	406	254	356	54,5	0,31	420	0	0	0,66	420	0	801
69	Fattuhi	FAH-T1	89	150	150	105	40,2	0	0	0	0	1	558	0	93,2
70	Fattuhi	FAH-T2	89	150	150	130	40,2	0,81	558	0	0	0,81	558	0	146
71	Fattuhi	FAH-T6	89	150	150	137	42	0	0	0	0	1,1	491	0	136,3
72	Fattuhi	FAH-T7	89	150	150	130	38,5	0,81	558	0	0	1,16	491	0	157
73	Fattuhi	FAH-T8	89	150	150	130	42	1,61	558	0	0	1,16	491	0	188
74	Fattuhi	FAH-T9	89	150	150	130	38,5	1,61	558	0	0	1,16	491	0	153
75	Fattuhi	FA-89	150	249	152,5	224	25,9	0	0	0	0	0,46	454	0	105,4
76	Fattuhi	FA-90	200	251	154	226	25,9	0	0	0	0	0,45	454	0	83,4
77	Fattuhi	FA-91	200	251	151,5	225	24,6	0	0	0	0	0,66	452	0	86,5
78	Fattuhi	FA-92	150	249	150,2	223	24,6	0	0	0	0	0,68	452	0	127
79	Fattuhi	FA-93	100	250	151,9	225	26,3	0	0	0	0	0,46	454	0	153,6
80	Fattuhi	FA-94	100	249	151	223	26,3	0	0	0	0	0,67	452	0	178,8
81	Fattuhi	FA-102	165	250,1	154	214,1	25,7	0	0	0	0	1,54	427	0	181,2
82	Fattuhi	FA-104	120	249	154,5	210	25,7	0	0	0	0	1,57	427	0	212
83	Selim	SE-A1	250	800	150	740	87	0,31	420	0	0	1,7	430	0	1200
84	Selim	SE-B1	250	800	150	740	56	0,31	420	0	0	1,13	430	0	1000
85	Selim	SE-C13	300	700	125	600	90	0,45	420	0	0	0,91	430	0	700

86	Selim	SE-C21	300	700	125	600	62	0,45	420	0	0	2,51	430	0	980
87	Selim	SE-C23	300	700	125	600	62	0,45	420	0	0	0,91	430	0	580
88	Selim	SE-PA2	300	600	150	500	53	1,05	360	0	0	2,51	450	0	800
89	Selim	SE-PB2	300	600	150	500	105	1,05	360	0	0	4,93	495	0	1150
90	Selim	SE-PC2	150	600	150	500	53	1,05	360	0	0	0,91	420	0	1040
91	Selim	SE-PD2	200	600	150	500	71	1,05	360	0	0	2,46	450	0	960
92	Selim	SE-PE2	450	600	150	450	71	1,16	360	0	0	4,52	480	0	730
93	Selim	SE-PF2	150	600	150	500	105	1,05	360	0	0	0,91	420	0	1050
94	Selim	SE-PG1	300	600	150	500	45	0,3	490	0	0	2,51	415	0	674
95	Selim	SE-PG2	300	600	150	500	94	0,3	490	0	0	2,51	415	0	1050
96	Selim	SE-A4	250	800	150	740	92	0	0	0	0	1,7	430	0	1500
97	Selim	SE-C12	300	700	125	600	90	0	0	0	0	2,51	430	0	950
98	Selim	SE-C22	300	700	125	600	62	0	0	0	0	2,51	430	0	700
99	Selim	SE-C24	300	700	125	600	62	0	0	0	0	0,9	430	0	490
100	Selim	SE-PA1	300	600	150	500	53	0	0	0	0	2,51	450	0	550
101	Selim	SE-PB1	300	600	150	500	105	0	0	0	0	4,93	495	0	1180
102	Selim	SE-PC1	150	600	150	500	53	0	0	0	0	0,9	420	0	650
103	Selim	SE-PE1	450	600	150	450	71	0	0	0	0	4,52	480	0	680
104	Her	Her-1	80	250	140	221,10	69,24	1,13	384	0	0	2,26	388,35	0	641,08
105	Her	Her-4	140	250	140	222,00	63,15	0,92	369	0	0	1,74	402,83	0	398,29
106	Her	Her-9	220	250	140	220,00	49,4	0,93	369	0	0	1,86	382,59	0	206,21
107	Her	Her-13	80	250	140	221,10	57,5	1,59	384	0	0	2,26	388,35	0	543,38
108	Her	Her-16	140	250	140	221,10	60,57	0,92	369	0	0	1,74	402,83	0	315,29
109	Her	Her-20	220	250	140	220,00	62,97	0,93	369	0	0	1,86	382,59	0	192,82

## Base de datos vigas cortas

70

ID	Autor	Ensayo	$H_w$ [mm]	$L_w$ [mm]	$t_w$ [mm]	$d_w$ [mm]	$L_f$ [mm]	$f'_c$ [Mpa]	$\rho_L$ [%]	$f_{yL}$ [Mpa]	$\rho_T$ [%]	$f_{yT}$ [Mpa]	$\rho_b$ [%]	$f_{yb}$ [Mpa]	$\frac{N}{A_g f'_c}$ [-]	V test [kN]
1	Smith	0A0-44	235	355,6	101,6	305	710	20,5	0,00	0	0,00	0	1,94	431	0	139,5
2	Smith	0A0-48	235	355,6	101,6	305	710	20,9	0,00	0	0,00	0	1,94	431	0	136,1
3	Smith	1A1-10	235	355,6	101,6	305	710	18,7	0,23	437,4	0,28	437,4	1,94	431	0	161,3
4	Smith	1A3-11	235	355,6	101,6	305	710	18	0,45	437,4	0,28	437,4	1,94	431	0	148,4
5	Smith	1A4-12	235	355,6	101,6	305	710	16,1	0,68	437,4	0,28	437,4	1,94	431	0	141,2
6	Smith	1A4-51	235	355,6	101,6	305	710	20,6	0,68	437,4	0,28	437,4	1,94	431	0	171,0
7	Smith	1A6-37	235	355,6	101,6	305	710	21,1	0,91	437,4	0,28	437,4	1,94	431	0	184,1
8	Smith	2A1-38	235	355,6	101,6	305	710	21,7	0,23	437,4	0,63	437,4	1,94	431	0	174,5
9	Smith	2A3-39	235	355,6	101,6	305	710	19,8	0,45	437,4	0,63	437,4	1,94	431	0	170,6
10	Smith	2A4-40	235	355,6	101,6	305	710	20,3	0,68	437,4	0,63	437,4	1,94	431	0	171,9
11	Smith	2A6-41	235	355,6	101,6	305	710	19,1	0,91	437,4	0,63	437,4	1,94	431	0	161,9
12	Smith	3A1-42	235	355,6	101,6	305	710	18,4	0,23	437,4	1,25	437,4	1,94	431	0	161,0
13	Smith	3A3-43	235	355,6	101,6	305	710	19,2	0,45	437,4	1,25	437,4	1,94	431	0	172,7
14	Smith	3A4-45	235	355,6	101,6	305	710	20,8	0,68	437,4	1,25	437,4	1,94	431	0	178,6
15	Smith	3A6-46	235	355,6	101,6	305	710	19,9	0,91	437,4	1,25	437,4	1,94	431	0	168,1
16	Smith	OB0-49	308	355,6	101,6	305	838	21,7	0,00	437,4	0,00	437,4	1,94	431	0	149,0
17	Smith	1B1-01	308	355,6	101,6	305	838	22,1	0,23	437,4	0,24	437,4	1,94	431	0	147,5
18	Smith	1B3-29	308	355,6	101,6	305	838	20,1	0,45	437,4	0,24	437,4	1,94	431	0	143,6
19	Smith	1B4-30	308	355,6	101,6	305	838	20,8	0,68	437,4	0,24	437,4	1,94	431	0	140,3
20	Smith	1B6-31	308	355,6	101,6	305	838	19,5	0,91	437,4	0,24	437,4	1,94	431	0	153,4
21	Smith	2B1-05	308	355,6	101,6	305	838	19,2	0,23	437,4	0,42	437,4	1,94	431	0	129,0
22	Smith	2B3-06	308	355,6	101,6	305	838	19	0,45	437,4	0,42	437,4	1,94	431	0	131,2
23	Smith	2B4-07	308	355,6	101,6	305	838	17,5	0,68	437,4	0,42	437,4	1,94	431	0	126,1
24	Smith	2B4-52	308	355,6	101,6	305	838	21,8	0,68	437,4	0,42	437,4	1,94	431	0	149,9
25	Smith	2B6-32	308	355,6	101,6	305	838	19,8	0,91	437,4	0,42	437,4	1,94	431	0	145,2
26	Smith	3B1-08	308	355,6	101,6	305	838	16,2	0,23	437,4	0,63	437,4	1,94	431	0	130,8
27	Smith	3B1-36	308	355,6	101,6	305	838	20,4	0,23	437,4	0,77	437,4	1,94	431	0	159,0

28	Smith	3B3-33	308	355,6	101,6	305	838	19	0,45	437,4	0,77	437,4	1,94	431	0	158,4
29	Smith	3B4-34	308	355,6	101,6	305	838	19,2	0,68	437,4	0,77	437,4	1,94	431	0	155,0
30	Smith	3B6-35	308	355,6	101,6	305	838	20,7	0,91	437,4	0,77	437,4	1,94	431	0	166,1
31	Smith	4B1-09	308	355,6	101,6	305	838	17,1	0,23	437,4	1,25	437,4	1,94	431	0	153,5
32	Smith	0C0-50	408	355,6	101,6	305	1015	20,7	0,00	437,4	0,00	437,4	1,94	431	0	115,7
33	Smith	1C1-14	408	355,6	101,6	305	1015	19,2	0,23	437,4	0,18	437,4	1,94	431	0	119,0
34	Smith	1C3-02	408	355,6	101,6	305	1015	21,9	0,45	437,4	0,18	437,4	1,94	431	0	123,4
35	Smith	1C4-15	408	355,6	101,6	305	1015	22,7	0,68	437,4	0,18	437,4	1,94	431	0	131,0
36	Smith	1C6-16	408	355,6	101,6	305	1015	21,8	0,91	437,4	0,18	437,4	1,94	431	0	122,3
37	Smith	2C1-17	408	355,6	101,6	305	1015	19,9	0,23	437,4	0,31	437,4	1,94	431	0	124,1
38	Smith	2C3-03	408	355,6	101,6	305	1015	19,2	0,45	437,4	0,31	437,4	1,94	431	0	103,6
39	Smith	2C3-27	408	355,6	101,6	305	1015	19,3	0,45	437,4	0,31	437,4	1,94	431	0	115,3
40	Smith	2C4-18	408	355,6	101,6	305	1015	20,4	0,68	437,4	0,31	437,4	1,94	431	0	124,6
41	Smith	2C6-19	408	355,6	101,6	305	1015	20,8	0,91	437,4	0,31	437,4	1,94	431	0	124,1
42	Smith	3C1-20	408	355,6	101,6	305	1015	21	0,23	437,4	0,56	437,4	1,94	431	0	140,8
43	Smith	3C3-21	408	355,6	101,6	305	1015	16,6	0,45	437,4	0,56	437,4	1,94	431	0	125,0
44	Smith	3C4-22	408	355,6	101,6	305	1015	18,3	0,68	437,4	0,56	437,4	1,94	431	0	127,7
45	Smith	3C6-23	408	355,6	101,6	305	1015	19	0,91	437,4	0,56	437,4	1,94	431	0	137,2
46	Smith	4C1-24	408	355,6	101,6	305	1015	19,6	0,23	437,4	0,77	437,4	1,94	431	0	146,6
47	Smith	4C3-04	408	355,6	101,6	305	1015	18,6	0,45	437,4	0,63	437,4	1,94	431	0	128,6
48	Smith	4C3-28	408	355,6	101,6	305	1015	19,2	0,45	437,4	0,77	437,4	1,94	431	0	152,4
49	Smith	4C4-25	408	355,6	101,6	305	1015	18,5	0,68	437,4	0,77	437,4	1,94	431	0	152,6
50	Smith	4C6-26	408	355,6	101,6	305	1015	21,2	0,91	437,4	0,77	437,4	1,94	431	0	159,5
51	Smith	0D0-47	613	355,6	101,6	305	1372	19,5	0,00	437,4	0,00	437,4	1,94	431	0	73,4
52	Smith	4D1-13	613	355,6	101,6	305	1372	16,1	0,23	437,4	0,42	437,4	1,94	431	0	87,4
53	Kong	1_30	253,4	762	76	724	762	21,5	0,00	0	2,45	280	0,52	286,8	0	238,9
54	Kong	1_25	256,71	635	76	597	762	24,6	0,00	0	2,45	280	0,62	286,8	0	224,2
55	Kong	1_20	253,8	508	76	470	762	21,2	0,00	0	2,45	280	0,79	286,8	0	189,5
56	Kong	1_15	253,82	381	76	343	762	21,2	0,00	0	2,45	280	1,09	286,8	0	164,1
57	Kong	1_10	254,88	254	76	216	762	21,7	0,00	0	2,45	280	1,73	286,8	0	89,4
58	Kong	2_30	253,4	762	76	724	762	19,2	0,00	0	0,86	303	0,52	286,8	0	249,1
59	Kong	2_25	256,71	635	76	597	762	18,6	0,00	0	0,86	303	0,62	286,8	0	224,2
60	Kong	2_20	253,8	508	76	470	762	19,9	0,00	0	0,86	303	0,79	286,8	0	215,3
61	Kong	2_15	253,82	381	76	343	762	22,8	0,00	0	0,86	303	1,09	286,8	0	139,7

62	Kong	2_10	254,88	254	76	216	762	20,1	0,00	0	0,86	303	1,73	286,8	0	99,6
63	Kong	3_30	253,4	762	76	724	762	22,6	2,45	280	0,00	0	0,52	286,8	0	276,2
64	Kong	3_25	256,71	635	76	597	762	21	2,45	280	0,00	0	0,62	286,8	0	225,5
65	Kong	3_20	253,8	508	76	470	762	19,2	2,45	280	0,00	0	0,79	286,8	0	207,7
66	Kong	3_15	253,82	381	76	343	762	21,9	2,45	280	0,00	0	1,09	286,8	0	159,3
67	Kong	3_10	254,88	254	76	216	762	22,6	2,45	280	0,00	0	1,73	286,8	0	86,3
68	Kong	4_30	253,4	762	76	724	762	22	0,86	303	0,00	0	0,52	286,8	0	242,0
69	Kong	4_25	256,71	635	76	597	762	21	0,86	303	0,00	0	0,62	286,8	0	201,1
70	Kong	4_20	253,8	508	76	470	762	20,1	0,86	303	0,00	0	0,79	286,8	0	180,6
71	Kong	4_15	253,82	381	76	343	762	22	0,86	303	0,00	0	1,09	286,8	0	109,4
72	Kong	4_10	254,88	254	76	216	762	22,6	0,86	303	0,00	0	1,73	286,8	0	95,6
73	Kong	5_30	253,4	762	76	724	762	18,6	0,61	280	0,61	280	0,52	286,8	0	239,3
74	Kong	5_25	256,71	635	76	597	762	19,2	0,61	280	0,61	280	0,62	286,8	0	208,2
75	Kong	5_20	253,8	508	76	470	762	20,1	0,61	280	0,61	280	0,79	286,8	0	172,6
76	Kong	5_15	253,82	381	76	343	762	21,9	0,61	280	0,61	280	1,09	286,8	0	127,2
77	Kong	5_10	254,88	254	76	216	762	22,6	0,61	280	0,61	280	1,73	286,8	0	77,8
78	Kong	6_30	253,4	762	76	724	762	26,1	0,51	303	0,00	0	0,52	286,8	0	307,8
79	Kong	6_25	256,71	635	76	597	762	25,1	0,61	303	0,00	0	0,62	286,8	0	266,0
80	Kong	6_20	253,8	508	76	470	762	26,1	0,77	303	0,00	0	0,79	286,8	0	244,7
81	Kong	6_15	253,82	381	76	343	762	26,1	1,02	303	0,00	0	1,09	286,8	0	172,6
82	Kong	6_10	254,88	254	76	216	762	25,1	1,53	303	0,00	0	1,73	286,8	0	98,3
83	Kong	7_30A	253,4	762	76	724	762	25,1	0,00	0	0,00	0	0,52	286,8	0	252,7
84	Kong	7_30B	253,4	762	76	724	762	26,1	0,17	303	0,00	0	0,52	286,8	0	299,8
85	Kong	7_30C	253,4	762	76	724	762	25,1	0,34	303	0,00	0	0,52	286,8	0	259,3
86	Kong	7_30D	253,4	762	76	724	762	21,3	0,68	303	0,00	0	0,52	286,8	0	263,8
87	Kong	7_30E	253,4	762	76	724	762	21,3	0,85	303	0,00	0	0,52	286,8	0	297,2
88	de Paiva	G33S-11	203,2	228,6	76,2	203,2	609,6	23,3	0,00	0	0,00	0	1,67	326	0	85,4
89	de Paiva	G33S-12	203,2	228,6	76,2	203,2	609,6	19,9	0,00	0	1,09	221	1,67	326	0	84,5
90	de Paiva	G33S-31	203,2	228,6	76,2	203,2	609,6	19,9	0,00	0	0,00	0	2,58	312	0	107,0
91	de Paiva	G33S-32	203,2	228,6	76,2	203,2	609,6	20,1	0,00	0	1,09	221	2,58	305	0	101,4
92	Kong	N4200	425	560	130	500	2000	23,72	0,00	420	0,00	420	1,56	420	0	265,2
93	Kong	N42A2	425	560	130	500	2000	23,72	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	284,1
94	Kong	N42B2	425	560	130	500	2000	23,72	0,43	420	0,22	420	1,56	420	0	377,0
95	Kong	N42C2	425	560	130	500	2000	23,72	0,43	420	0,34	420	1,56	420	0	357,5



96	Kong	H4100	250	560	130	500	2000	49,1	0,00	420	0,00	420	1,56	420	0	642,2
97	Kong	H41A2(1)*	250	560	130	500	2000	49,1	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	713,1
98	Kong	H41B2	250	560	130	500	2000	49,1	0,43	420	0,22	420	1,56	420	0	705,9
99	Kong	H41C2	250	560	130	500	2000	49,1	0,43	420	0,34	420	1,56	420	0	708,5
100	Kong	H4200	425	560	130	500	2000	49,1	0,00	420	0,00	420	1,56	420	0	401,1
101	Kong	H42A2(1)	425	560	130	500	2000	49,1	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	488,2
102	Kong	H42B2(1)	425	560	130	500	2000	49,1	0,43	420	0,22	420	1,56	420	0	456,3
103	Kong	H42C2(1)	425	560	130	500	2000	49,1	0,43	420	0,34	420	1,56	420	0	420,6
104	Kong	H4300	625	560	130	500	2000	49,1	0,00	420	0,00	420	1,56	420	0	337,4
105	Kong	H43A2(1)	625	560	130	500	2000	49,1	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	347,1
106	Kong	H43B2	625	560	130	500	2000	49,1	0,43	420	0,22	420	1,56	420	0	380,9
107	Kong	H43C2	625	560	130	500	2000	49,1	0,43	420	0,34	420	1,56	420	0	402,4
108	Kong	H45A2	1000	560	130	500	2000	49,1	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	210,6
109	Kong	H45B2	1000	560	130	500	2000	49,1	0,43	420	0,22	420	1,56	420	0	237,3
110	Kong	H45C2	1000	560	130	500	2000	49,1	0,43	420	0,34	420	1,56	420	0	235,3
111	Kong	H41A0	250	560	120	500	2000	50,67	0,00	420	0,13	420	1,29	420	0	347,4
112	Kong	H41A1	250	560	120	500	2000	50,67	0,23	420	0,13	420	1,29	420	0	397,8
113	Kong	H41A2(2)	250	560	120	500	2000	50,67	0,47	420	0,13	420	1,29	420	0	490,2
114	Kong	H41A3	250	560	120	500	2000	50,67	0,94	420	0,13	420	1,29	420	0	454,8
115	Kong	H42A2(2)	425	560	120	500	2000	50,67	0,47	420	0,13	420	1,29	420	0	392,4
116	Kong	H42B2(2)	425	560	120	500	2000	50,67	0,47	420	0,24	420	1,29	420	0	360,6
117	Kong	H42C2(2)	425	560	120	500	2000	50,67	0,47	420	0,37	420	1,29	420	0	373,8
118	Kong	H43A0	625	560	120	500	2000	50,67	0,00	420	0,13	420	1,29	420	0	213,6
119	Oh J-K	H43A1	625	560	120	500	2000	50,67	0,23	420	0,13	420	1,29	420	0	260,4
120	Oh J-K	H43A2(2)	625	560	120	500	2000	50,67	0,47	420	0,13	420	1,29	420	0	276,6
121	Oh J-K	H43A3	625	560	120	500	2000	50,67	0,94	420	0,13	420	1,29	420	0	291,0
122	Oh J-K	H45A2(2)	1000	560	120	500	2000	50,67	0,46	420	0,13	420	1,29	420	0	165,0
123	Oh J-K	U41A0	250	560	120	500	2000	73,6	0,00	420	0,13	420	1,29	420	0	438,0
124	Oh J-K	U41A1	250	560	120	500	2000	73,6	0,23	420	0,13	420	1,29	420	0	541,8
125	Oh J-K	U41A2	250	560	120	500	2000	73,6	0,47	420	0,13	420	1,29	420	0	548,4
126	Oh J-K	U41A3	250	560	120	500	2000	73,6	0,94	420	0,13	420	1,29	420	0	546,6
127	Oh J-K	U42A2	425	560	120	500	2000	73,6	0,47	420	0,13	420	1,29	420	0	417,6
128	Oh J-K	U42B2	425	560	120	500	2000	73,6	0,47	420	0,24	420	1,29	420	0	410,4
129	Oh J-K	U42C2	425	560	120	500	2000	73,6	0,47	420	0,37	420	1,29	420	0	408,0

130	Oh J-K	U43A0	625	560	120	500	2000	73,6	0,00	420	0,13	420	1,29	420	0	291,0
131	Oh J-K	U43A1	625	560	120	500	2000	73,6	0,23	420	0,13	420	1,29	420	0	310,2
132	Oh J-K	U43A2	625	560	120	500	2000	73,6	0,47	420	0,13	420	1,29	420	0	338,4
133	Oh J-K	U43A3	625	560	120	500	2000	73,6	0,94	420	0,13	420	1,29	420	0	333,0
134	Oh J-K	U45A2	1000	560	120	500	2000	73,6	0,47	420	0,13	420	1,29	420	0	213,6
135	Oh J-K	N33A2	625	560	130	500	1500	23,72	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	228,2
136	Oh J-K	N43A2	625	560	130	500	2000	23,72	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	254,8
137	Oh J-K	N53A2	625	560	130	500	2500	23,72	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	207,4
138	Oh J-K	H31A2	250	560	130	500	1500	49,1	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	745,6
139	Oh J-K	H32A2	425	560	130	500	1500	49,1	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	529,8
140	Oh J-K	H33A2	625	560	130	500	1500	49,1	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	377,7
141	Oh J-K	H51A2	250	560	130	500	2500	49,1	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	702,0
142	Oh J-K	H52A2	425	560	130	500	2500	49,1	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	567,5
143	Oh J-K	H53A2	625	560	130	500	2500	49,1	0,43	420	0,12	420	1,56	420	0	362,7
144	Tan K-H	A-0.27-2.15	125	500	110	463	1000	58,84	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	675,0
145	Tan K-H	A-0.27-3.23	125	500	110	463	1500	51,62	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	630,0
146	Tan K-H	A-0.27-4.30	125	500	110	463	2000	53,85	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	640,0
147	Tan K-H	A-0.27-5.38	125	500	110	463	2500	57,31	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	630,0
148	Tan K-H	B-0.54-2.15	250	500	110	463	1000	55,98	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	468,0
149	Tan K-H	B-0.54-3.23	250	500	110	463	1500	45,68	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	445,0
150	Tan K-H	B-0.54-4.30	250	500	110	463	2000	53,85	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	500,0
151	Tan K-H	B-0.54-5.38	250	500	110	463	2500	52,99	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	480,0
152	Tan K-H	C-0.81-2.15	375	500	110	463	1000	51,15	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	403,0
153	Tan K-H	C-0.81-3.23	375	500	110	463	1500	43,96	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	400,0
154	Tan K-H	D-1.08-2.15	500	500	110	463	1000	48,2	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	270,0
155	Tan K-H	D-1.08-3.23	500	500	110	463	1500	44,12	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	280,0
156	Tan K-H	D-1.08-4.30	500	500	110	463	2000	46,81	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	290,0
157	Tan K-H	D-1.08-5.38	500	500	110	463	2500	48,03	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	290,0
158	Tan K-H	E-1.62-3.23	750	500	110	463	1500	50,56	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	220,0
159	Tan K-H	E-1.62-4.30	750	500	110	463	2000	44,6	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	190,0
160	Tan K-H	F-2.16-4.30	1000	500	110	463	2000	41,06	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	150,0
161	Tan K-H	G-2.70-5.38	1250	500	110	463	2500	42,8	0,00	0	0,48	375,2	1,23	504,8	0	105,0
162	Yang K-H	L5-40	200	400	160	355	1000	31,4	0,00	0	0,00	0	1,00	804	0	446,9
163	Yang K-H	L5-60	300	600	160	555	2100	31,4	0,00	0	0,00	0	0,98	804	0	535,1

164	Yang K-H	L5-60R	300	1500	160	555	1500	31,4	0,00	0	0,00	0	0,98	804	0	479,2
165	Yang K-H	L5-75	375	750	160	685	1350	31,4	0,00	0	0,00	0	1,00	804	0	596,8
166	Yang K-H	L5-100	500	1000	160	935	1600	31,4	0,00	0	0,00	0	0,90	804	0	582,1
167	Yang K-H	L10-40	400	400	160	355	1400	31,4	0,00	0	0,00	0	1,00	804	0	192,1
168	Yang K-H	L10-40R	400	400	160	355	1400	31,4	0,00	0	0,00	0	1,00	804	0	311,6
169	Yang K-H	L10-60	600	600	160	555	2100	31,4	0,00	0	0,00	0	0,98	804	0	375,3
170	Yang K-H	L10-75	750	750	160	685	2100	31,4	0,00	0	0,00	0	1,00	804	0	271,5
171	Yang K-H	L10-75R	750	750	160	685	2100	31,4	0,00	0	0,00	0	1,00	804	0	330,3
172	Yang K-H	L10-100	1000	1000	160	935	2600	31,4	0,00	0	0,00	0	0,90	804	0	543,9
173	Yang K-H	UH5-40	200	400	160	355	1000	78,5	0,00	0	0,00	0	1,00	804	0	733,0
174	Yang K-H	UH5-60	300	600	160	555	2100	78,5	0,00	0	0,00	0	0,98	804	0	823,2
175	Yang K-H	UH5-75	375	750	160	685	1350	78,5	0,00	0	0,00	0	1,00	804	0	1010,4
176	Yang K-H	UH5-100	500	1000	160	935	1600	78,5	0,00	0	0,00	0	0,90	804	0	1029,0
177	Yang K-H	UH10-40	375	400	160	355	1400	78,5	0,00	0	0,00	0	1,00	804	0	498,8
178	Yang K-H	UH10-40R	375	400	160	355	1400	78,5	0,00	0	0,00	0	1,00	804	0	385,1
179	Yang K-H	UH10-60	600	600	160	555	2100	78,5	0,00	0	0,00	0	0,98	804	0	573,3
180	Yang K-H	UH10-75	750	750	160	685	2100	78,5	0,00	0	0,00	0	1,00	804	0	338,1
181	Yang K-H	UH10-75R	750	750	160	685	2100	78,5	0,00	0	0,00	0	1,00	804	0	360,6
182	Yang K-H	UH10-100	1000	1000	160	935	2600	78,5	0,00	0	0,00	0	0,9	804	0	769,3

## Base de datos columnas

ID	Autor	Ensayo	$H_w$ [mm]	$L_w$ [mm]	$t_w$ [mm]	$f'_c$ [Mpa]	$\rho_T$ [% ]	$f_{yT}$ [Mpa]	$\rho_b$ [% ]	$f_{yb}$ [Mpa]	$\frac{N}{A_g f'_c}$ [-]	V test [kN]
1	Maruyama et al.	00-V-0-I Uni	910	305	305	35	0,2875	469	3,40	448	0	258
2	Maruyama et al.	Monotonic	910	305	305	30	0,2875	469	3,40	448	0	267
3	Ramirez et al.	120C-U	920	305	305	31	0,2875	448	3,40	448	0,19	280
4	Joh et al.	SS-0-N0	900	300	300	23	0,3016	307	2,25	390	0	215
5	Joh et al.	SS-0-N1	900	300	300	23	0,3016	307	2,25	390	0,17	267
6	Joh et al.	SS-0-N2	900	300	300	23	0,3016	307	2,25	390	0,33	266
7	Arakawa et al.	0A0	225	180	180	32	0,2170	249	4,50	340	0	101
8	Arakawa et al.	0A2	225	180	180	32	0,2170	249	4,50	340	0,19	133
9	Arakawa et al.	0A4	225	180	180	34	0,2170	249	4,50	340	0,35	148
10	Arakawa et al.	0A5	225	180	180	33	0,2170	249	4,50	340	0,45	131
11	Mizoguchi et al.	0V04+	450	180	180	26	0,5149	273	4,50	342	0,44	137
12	Mizoguchi et al.	0V04-	450	180	180	26	0,5149	273	4,50	342	0	95
13	Mizoguchi et al.	0V15+	450	180	180	26	0,5149	273	4,50	342	0,57	139
14	Mizoguchi et al.	0V15-	450	180	180	26	0,5149	273	4,50	342	-	72
15	Mizoguchi et al.	0VA04+	450	180	180	27	0,5149	273	4,50	342	0,11	133
16	Mizoguchi et al.	0VA04-	450	180	180	27	0,5149	273	4,50	342	0	83
17	Mizoguchi et al.	0VA15+	450	180	180	27	0,5149	273	4,50	342	0,54	136
18	Mizoguchi et al.	0VA15-	450	180	180	27	0,5149	273	4,50	342	-	68
19	Pham et al.	S.C-2.4-0.20	1700	350	350	23	0,1303	393	2,80	408	0,2	219
20	Pham et al.	S.C-1.7-0.20	1700	350	350	28	0,1303	393	2,80	408	0,2	294
21	Joh et al.	SR-0-N1	900	225	400	24	0,3568	307	3,30	390	0,17	263
22	Joh et al.	SR-90-N1	900	400	225	25	0,2993	307	3,50	390	0,17	224
23	Umehara et al.	OUS	910	229	229	40	0,2797	414	4,40	441	0	294
24	Umehara et al.	OUW	910	406	406	40	0,3127	414	3,70	441	0	254
25	Umehara et al.	CMS	910	229	406	42	0,2797	414	4,40	441	0,14	383

26	Umehara et al.	CUS	910	229	229	35	0,2797	414	4,40	441	0,16	329
27	Umehara et al.	CUW	910	406	406	35	0,3127	414	3,70	441	0,16	267
28	Umehara et al.	2CUS	910	229	406	42	0,2797	414	4,40	441	0,27	405
29	Pham et al.	R.C-1.7-0.35-S	1700	250	490	27	0,1824	393	2,40	408	0,35	346
30	Yoshimura et al.	N2Y0	700	350	350	24	0,2257	496	1,40	377	0,2	400
31	Yoshimura et al.	N2Y1	700	350	350	24	0,2257	496	1,40	377	0,2	420
32	Yoshimura et al.	N2Y2	700	350	350	24	0,2257	496	1,40	377	0,2	405
33	Yoshimura et al.	N2Y3	700	350	350	24	0,2257	496	1,40	377	0,2	310

## Base de datos uniones viga-columna

78

ID	Autor	Ensayo	$H_w$ [mm]	$L_w$ [mm]	$t_w$ [mm]	$d_w$ [mm]	$f'_c$ [Mpa]	$\rho_L$ [%]	$f_{yL}$ [Mpa]	$\rho_T$ [%]	$f_{yT}$ [Mpa]	$\rho_b$ [%]	$f_{yb}$ [Mpa]	$\frac{N}{A_g f'_c}$ [-]	Cond. Bor- de	V test [kN]
1	Magget.	Unit A	460	380	330	290	22,1	0,811	365	1,606	317	1,216	365	0,07	1	576
2	Lee et al.	2	254	279	203	228,2	29	0,000	0	1,106	389	1,227	538	0,11	1	194
3	Lee et al.	5	254	279	203	228,2	24,8	0,000	0	1,106	389	1,227	538	0	1	206
4	Lee et al.	6	254	279	203	228,2	24,8	0,000	0	0,491	273	1,227	531	0	1	208
5	Paulay et al.	Unit 1	610	457	457	412	22,6	0,667	296	0,899	326	0,667	296	0,05	1	754
6	Paulay et al.	Unit 2	610	457	457	412	22,5	0,667	296	0,899	326	0,667	296	0,15	1	990
7	Paulay et al.	Unit 3	610	457	457	412	26,9	0,667	296	0,458	316	0,667	296	0,05	1	753
8	Park et al.	Unit 3	457	406	305	368	38,2	0,559	485	0,216	321	0,358	315	0,1	1	606
9	Kanada et al.	U40L	380	300	300	259	24,3	0,999	385	0,000	0	0,999	385	0	1	256
10	Kanada et al.	U41L	380	300	300	259	26,7	0,999	385	0,263	294	0,999	385	0	1	339
11	Kanada et al.	U42L	380	300	300	260,5	30,1	0,993	385	0,131	294	0,993	385	0	1	337
12	Kanada et al.	U20L	380	300	300	260,5	26,7	0,000	0	0,000	0	0,729	387	0	1	188
13	Kanada et al.	U21L	380	300	300	260,5	30,1	0,000	0	0,263	294	0,729	387	0	1	198
14	Ehsani et al.	1B	480	300	300	244,1	33,6	0,780	490	0,874	437	1,170	490	0,06	1	554
15	Ehsani et al.	3B	480	300	300	244,1	40,9	0,780	490	1,311	437	1,170	490	0,06	1	591
16	Ehsani et al.	4B	439	300	300	244,1	44,6	0,780	490	1,482	437	1,560	490	0,06	1	635
17	Ehsani et al.	5B	480	340	340	289,2	24,3	1,034	414	0,770	437	2,057	414	0,13	1	571
18	Ehsani et al.	6B	480	340	340	289,2	39,8	0,578	490	0,770	437	0,868	490	0,07	1	469
19	Zerbe.	J1	381	305	305	241,5	39,4	1,377	483	1,089	531	2,067	483	0,05	1	438
20	Zerbe.	J3	381	305	305	241,5	39,9	1,377	483	1,089	531	2,067	483	0,05	1	449
21	Ehsani et al.	1	480	340	340	289,2	64,7	0,578	455	1,155	455	1,077	455	0,02	1	486
22	Ehsani et al.	2	480	340	340	289,2	67,3	0,578	455	1,155	455	1,077	455	0,04	1	609
23	Ehsani et al.	3	439	300	300	249,2	64,7	0,764	455	1,482	455	1,422	455	0,07	1	542
24	Ehsani et al.	4	439	300	300	249,2	67,3	1,040	455	1,482	455	1,879	455	0,05	1	627
25	Alameddine	LL8	508	356	356	292,5	56,5	0,747	479	1,200	446	1,349	468	0,04	1	860
26	Alameddine	LH8	508	356	356	292,5	56,5	0,747	479	1,800	446	1,349	468	0,04	1	838
27	Alameddine	HL8	508	356	356	292,5	56,5	0,975	457	1,220	446	1,463	457	0,07	1	987

28	Alameddine	HH8	508	356	356	292,5	56,5	0,975	457	1,840	446	1,463	457	0,07	1	986
29	Alameddine	LL11	508	356	356	292,5	74,5	0,747	479	1,140	446	1,349	468	0,03	1	769
30	Alameddine	LH11	508	356	356	289,3	74,5	0,755	479	1,770	446	1,364	468	0,03	1	934
31	Alameddine	HL11	508	356	356	289,3	74,5	0,986	457	1,160	446	1,480	457	0,06	1	967
32	Alameddine	HH11	508	356	356	289,3	74,5	0,986	457	1,770	446	1,480	457	0,06	1	1021
33	Alameddine	LL14	508	356	356	286,1	92,4	0,764	479	1,220	446	1,380	468	0,02	1	878
34	Alameddine	LH14	508	356	356	292,5	92,4	0,747	479	1,800	446	1,349	468	0,02	1	890
35	Alameddine	HH14	508	356	356	292,5	92,4	0,975	457	1,870	446	1,463	457	0,04	1	1032
36	Fujii et al.	B1	250	220	220	190	30	1,215	387	0,410	291	1,216	387	0,07	1	246
37	Fujii et al.	B2	250	220	220	190	30	1,215	387	0,410	291	1,216	387	0,07	1	214
38	Fujii et al.	B3	250	220	220	190	30	1,215	387	0,410	291	1,216	387	0,24	1	273
39	Fujii et al.	B4	250	220	220	190	30	1,215	387	1,100	291	1,216	387	0,24	1	287
40	Kaku et al.	1	220	220	220	201	31,1	0,000	0	0,490	250	0,896	360	0,17	1	249
41	Kaku et al.	2	220	220	220	201	41,7	0,000	0	0,490	250	0,896	360	0,1	1	244
42	Kaku et al.	3	220	220	220	201	41,7	0,000	0	0,490	250	0,896	360	0	1	212
43	Kaku et al.	4	220	220	220	201	44,7	0,000	0	0,120	281	0,896	360	0,17	1	236
44	Kaku et al.	5	220	220	220	201	36,7	0,000	0	0,120	281	0,896	360	0,09	1	220
45	Kaku et al.	6	220	220	220	201	40,4	0,000	0	0,120	281	0,896	360	0	1	208
46	Kaku et al.	7	220	220	220	204	32,2	0,700	395	0,490	250	0,700	395	0,12	1	249
47	Kaku et al.	8	220	220	220	204	41,2	0,700	395	0,490	250	0,700	395	0,08	1	243
48	Kaku et al.	9	220	220	220	204	40,6	0,700	395	0,490	250	0,700	395	0	1	234
49	Kaku et al.	10	220	220	220	204	44,4	0,700	395	0,120	281	0,700	395	0,17	1	241
50	Kaku et al.	11	220	220	220	204	41,9	0,700	395	0,120	281	0,700	395	0,08	1	229
51	Kaku et al.	12	220	220	220	204	35,1	0,700	395	0,120	281	0,700	395	0	1	207
52	Kaku et al.	14	220	220	220	204	41	0,283	381	0,120	281	0,282	282	0,08	1	224
53	Kaku et al.	15	220	220	220	204	39,7	0,316	381	0,120	281	0,317	395	0,08	1	229
54	Kaku et al.	16	220	220	220	204	37,4	1,130	381	0,490	250	1,129	381	0	1	250
55	Blakeley et al.	interior	889	686	457	605,9	48,5	2,362	289	1,520	297	1,771	289	0,03	2	1722
56	Meinheit et al.	I	457	457	330	384	26,2	1,223	457	0,503	409	0,611	457	0,4	2	1090
57	Meinheit et al.	II	457	457	330	373,9	41,8	2,652	449	0,503	409	1,326	449	0,25	2	1597
58	Meinheit et al.	III	457	457	330	370,4	26,6	4,938	402	0,503	409	1,646	402	0,39	2	1228
59	Meinheit et al.	IV	457	330	457	250,5	36,1	1,125	438	0,728	409	2,250	438	0,3	2	1454
60	Meinheit et al.	V	457	457	330	373,9	35,9	2,652	449	0,503	409	1,326	449	0,04	2	1530
61	Meinheit et al.	VI	457	457	330	373,9	36,8	2,652	449	0,503	409	1,326	449	0,48	2	1646

62	Meinheit et al.	VII	457	330	457	250,5	37,2	1,125	438	0,728	409	2,250	438	0,47	2	1468
63	Meinheit et al.	XII	457	457	330	373,9	35,2	2,652	449	2,361	423	1,326	449	0,3	2	1948
64	Meinheit et al.	XIII	457	457	330	373,9	41,3	2,652	449	1,508	409	1,326	449	0,25	2	1557
65	Meinheit et al.	XIV	457	330	457	250,5	33,2	1,125	438	2,183	409	2,250	438	0,32	2	1539
66	Fenwick.	Unit 1	300	300	250	260	42,9	0,618	318	2,555	275	1,933	280	0	2	521
67	Fenwick.	Unit 3	300	300	250	264	39,3	1,371	318	2,997	275	0,686	318	0	2	437
68	Birss.	B1	610	457	457	411,3	27,9	0,963	427	1,211	346	0,963	427	0,05	2	1217
69	Birss.	B2	610	457	457	411,3	31,5	0,963	427	0,504	398	0,963	427	0,44	2	1213
70	Beckingsale.	B11	610	457	457	414	35,9	0,818	423	2,849	336	0,820	423	0,04	2	965
71	Beckingsale.	B12	610	457	457	414	34,6	0,818	422	2,849	336	0,820	422	0,04	2	982
72	Beckingsale.	B13	610	457	457	414	31,4	0,818	398	1,912	336	0,820	398	0,26	2	1015
73	Park et al.	interior	457	406	305	366	34	0,563	412	2,131	305	0,563	412	0,24	2	966
74	Park et al.	Unit 1	457	406	305	364	41,3	0,815	473	3,525	320	0,815	473	0,1	2	1001
75	Durrani et al.	X1	419	362	362	325,8	34,3	0,865	414	0,760	352	1,289	414	0,05	2	840
76	Durrani et al.	X2	419	362	362	325,8	33,6	0,865	414	1,150	352	1,289	414	0,06	2	853
77	Durrani et al.	X3	419	362	362	325,8	31	0,482	345	0,760	352	0,900	345	0,05	2	629
78	Otani et al.	C1	300	300	300	263,5	25,6	1,282	422	0,270	324	0,641	422	0,08	2	436
79	Otani et al.	C2	300	300	300	263,5	25,6	1,282	422	0,900	324	0,641	422	0,08	2	432
80	Otani et al.	C3	300	300	300	263,5	25,6	1,282	422	2,010	324	0,641	422	0,08	2	410
81	Abrams.	LIJ3	343	457	343	401,5	31,1	0,000	470	0,549	400	0,575	470	0	2	724
82	Abrams.	LIJ4	343	457	343	401,5	34,3	0,000	470	0,549	400	0,575	470	0	2	789
83	Leon.	BCJ2	305	254	254	228,6	30,3	1,309	448	0,488	414	0,872	448	0	2	358
84	Leon.	BCJ3	305	305	254	274,5	27,4	1,091	448	0,488	414	0,727	448	0	2	394
85	Leon.	BCJ4	305	356	254	320,4	27,2	0,624	448	0,488	414	0,623	448	0	2	462
86	Kitamaya et al.	B1	300	300	300	270	24,5	1,474	351	0,350	235	1,241	351	0,08	2	570
87	Kitamaya et al.	B2	300	300	300	270	24,5	1,474	351	0,350	235	1,241	351	0,08	2	570
88	Kitamaya et al.	B3	300	300	300	270	24,5	0,941	371	0,880	235	0,782	371	0,08	2	515
89	Fujii et al.	A1	250	220	220	190	40,2	1,823	644	0,410	291	1,516	644	0,08	2	412
90	Fujii et al.	A2	250	220	220	190	40,2	1,823	387	0,410	291	1,516	387	0,08	2	380
91	Fujii et al.	A3	250	220	220	190	40,2	1,823	644	0,410	291	1,516	644	0,23	2	412
92	Fujii et al.	A4	250	220	220	190	40,2	1,823	644	1,100	291	1,516	644	0,23	2	421