



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

CUMPLIMIENTO DE LA HIPÓTESIS DE BERNOULLI
EN SECCIONES COMPUESTAS DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ARIEL ESTEBAN HERNÁNDEZ MELÉNDEZ

PROFESOR GUÍA:
FABIÁN ROJAS BARRALES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ
TOMÁS GUENDELMAN BEDRACK

SANTIAGO DE CHILE
2015

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR : ARIEL ESTEBAN HERNÁNDEZ MELÉNDEZ
FECHA: 09/03/2015
PROFESOR GUÍA: FABIÁN ROJAS BARRALES

CUMPLIMIENTO DE LA HIPÓTESIS DE BERNOULLI EN SECCIONES COMPUESTAS DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

Los nuevos desafíos arquitectónicos, han ocasionado que los muros de hormigón armado nacionales, posean largos importantes, con secciones transversales no siempre rectangulares, por lo tanto, los modelos basados en la Hipótesis de Bernoulli y el cálculo del ancho efectivo, podrían no ser válidos para el diseño y detallamiento de estas nuevas configuraciones.

Para estudiar estos supuestos, el trabajo comienza validando un modelo tipo shell no lineal para muros de hormigón armado, desarrollado en el framework de elementos finitos SAFE-TB [21]. Usando ensayos experimentales encontrados en la literatura, se obtuvieron resultados satisfactorios para el comportamiento global y el perfil de deformaciones.

Modelando muros de hormigón armado con secciones transversales T, canal y compuesta, se verifica que el modelo bajo Hipótesis de Bernoulli, sobrestima la capacidad para muros chatos, en cambio, estima de buena forma la capacidad para muros esbeltos. Adicionalmente, es posible calibrar un modelo analítico para el perfil de deformación del ala traccionada en muros con sección T. Por otra parte, al incluir el efecto del corte en la modelación, ocurre una amplificación de la compresión máxima y una reducción de la tracción máxima en el alma, observadas principalmente en muros chatos. Para evaluar estos efectos, se emplean modelos analíticos calibrados por Ahumada [4] para muros rectangulares. Además de la variación de las deformaciones entre los modelos, el modelo a flexión genera una posición del eje neutro similar al modelo con corte, en efecto, a partir de compresiones superiores al 3‰, la línea neutra permanece invariable y entre valores de resistencia similares.

Finalmente, se calculan los anchos efectivos con la tensión promedio del ala traccionada, encontrando que estos dependen principalmente del largo del ala y de la deriva de techo. Luego de la primera fluencia del ala, el ancho efectivo crece rápidamente, concluyendo que independiente de la geometría y de la esbeltez, el ancho efectivo del ala traccionada equivale a la totalidad de la sección.

Agradecimientos

En primer lugar, reconocer a los profesores Fabián Rojas y Leonardo Massone, por el apoyo constante durante la realización de esta memoria. Además, al profesor Tomás Guendelman por sus sabios consejos.

Agradecer a mis familias, partiendo por mi mamá, Nana, por ser el gran pilar de mi vida y a mi mamita Rosita, por sus infinitos regalones. También, a mi amigo y papá, Pepe, por todo el esfuerzo que pone día a día por ser un gran padre, a su esposa la Vinka, sus parientes y mis amados hermanitos Franco, Cesitar, Vinkita y especialmente a Pablo, mi compañero de aventuras. También, a mis familiares y las niñas del depto. 214. Igualmente, a mi madrina Tere, la Coty y Daniel.

A la Darinka por su amor, mañas y regalones, que aliviaron la carga de este trabajo.

A mis hermanos no sanguíneos, Leo, Marcelo, Maury y Ponce, por más de 20 años de amistad. Asimismo, a la Barby, la Carito y la Karlita.

Como no agradecer a mis secuaces, “Los Eus”, Cristóbal, Carlos P., Carlos H., Héctor, Ignacio, Javier, Jorge, Raúl y Sebastián, por los buenos momentos vividos a lo largo de estos años universitarios.

A mis amigas, la Claudia y la Sabri, por sus cariños. También a la Verónica O., por el tremendo empujón.

Agradecer la camaradería de los memoristas de “La Pecera”, en especial a Matías A. y Emilio, por su valiosa ayuda computacional. Igualmente a Rafael y mis otros amigos beauchefianos, curicanos y de bachi.

Finalmente, agradecer al Polito, el mejor perro del mundo, que me acompañó fielmente en las noches de estudio.

Tabla de contenido

1. Introducción	1
1.1. Introducción general	1
1.1.1. Hipótesis de Bernoulli	1
1.1.2. Ancho efectivo	2
1.2. Objetivos	5
1.3. Organización	6
2. Modelación	7
2.1. Programa de Elementos Finitos	7
2.2. Leyes de los Materiales	7
2.2.1. Hormigón	8
2.2.1.1. Factores biaxiales	10
2.2.2. Acero	12
3. Validación experimental	14
3.1. Programa experimental	14
3.2. Modelación	17
3.3. Análisis de respuesta	18
4. Estudio de la Hipótesis de Bernoulli en sistemas de muros de hormigón armado	22
4.1. Modelación	22
4.1.1. Materiales	22
4.1.2. Parámetros de interés para muros con sección T	24

4.1.3.	Parámetros de modelación	26
4.1.4.	Criterios de modelación	29
4.2.	Comportamiento global	30
4.3.	Perfil de deformación	32
4.3.1.	Parametrización de la deformación del ala en tracción	36
4.3.2.	Efecto del corte en las deformaciones basales	40
4.3.2.1.	Factor de amplificación de la compresión	41
4.3.2.2.	Factor de reducción de la tracción	43
4.4.	Profundidad de la línea neutra	45
5.	Estimación del ancho efectivo	47
5.1.	Ancho efectivo de Thomsen y Wallace	47
5.2.	Ancho efectivo con tensiones promedio	48
6.	Casos especiales	55
6.1.	Comportamiento global	56
6.2.	Perfil de deformaciones	57
6.3.	Profundidad de la línea neutra	58
6.4.	Ancho efectivo	59
7.	Conclusiones	60
	Bibliografía	64
	A. Modelo de Saatcioglu y Razvi	67
	B. Esquemas del ensayo de Thomsen y Wallace	69

Índice de figuras

1.1.1. Esquema de las deformaciones unitarias para la resistencia última de una sección rectangular de hormigón armado sometida a flexión	2
1.1.2. Distribución de tensiones para el ala traccionada	3
1.1.3. Parámetros que definen el ancho efectivo del ala	3
2.2.1. Distribución de tensiones del acero y hormigón a lo largo de una viga agrietada	8
2.2.2. Modelo constitutivo del hormigón en compresión de Thorenfeldt	8
2.2.3. Modelo constitutivo del hormigón en tracción de Belarbi y Hsu	9
2.2.4. Modelo constitutivo del comportamiento histerético del hormigón de Massone	10
2.2.5. Variación de la máxima capacidad del hormigón en compresión (f'_c)	10
2.2.6. Modelo constitutivo del acero de Menegotto y Pinto	12
2.2.7. Fluencia aparente de una barra de acero embebida en hormigón	13
3.1.1. Vista 3D del muro con sección T de Thomsen y Wallace	15
3.1.2. Detallamiento de los muros TW1 y TW2 de Thomsen y Wallace	16
3.2.1. Calibración del modelo de hormigón no confinado de Thomsen y Wallace .	17
3.2.2. Calibración del modelo de acero de Thomsen y Wallace	17
3.2.3. Mallado del modelo analítico para los muros TW de Thomsen y Wallace . .	18
3.3.1. Carga lateral vs. desplazamiento de techo del modelo analítico contra los resultados experimentales para TW1 y TW2	19

3.3.2. Perfil de deformación del hormigón del modelo analítico contra los resultados experimentales medidos con LVDT's para TW1 y TW2	20
4.1.1. Calibración del modelo de hormigón no confinado	23
4.1.2. Calibración del modelo de hormigón confinado	23
4.1.3. Calibración del modelo de acero	24
4.1.4. Parámetros de interés de los muros con sección T	25
4.1.5. Secciones geométricas de los muros con sección T	27
4.1.6. Mallado del modelo analítico de los modelos Flexión y Flexión-Corte	29
4.2.1. Carga lateral/ A_g vs. deriva de techo de los muros con sección T	31
4.3.1. Perfil de deformación de los muros con sección T para CA 7.5 % - CBF 2 %	33
4.3.2. Deformación del ala por cuantía y carga axial con RA 3 a 1 % de deriva	35
4.3.3. Deformación del ala por muro para CA 7.5 % - CBF 2 %	35
4.3.4. Deformación vertical máxima del ala vs. deriva de techo	36
4.3.5. Error de la deformación vertical del ala en tracción con el modelo DVFT	38
4.3.6. Perfil de deformación del ala en tracción del modelo DVFT contra los resultados analíticos	39
4.3.7. Perfil de deformación del ala en tracción del modelo DVFT contra los resultados experimentales medidos con LVDT's para TW2	40
4.3.8. Reducción de la tracción y amplificación de la compresión en los modelos Flexión-Corte vs. Flexión	40
4.3.9. Deformación de compresión máxima del alma vs. deriva de techo y factor de amplificación de la compresión máxima vs. deriva de techo para T1 con RA 3 y RA 9	41
4.3.10. Deformación de compresión máxima del alma con el Modelo FC1 y Modelo FC2, para T1 con RA 3 y RA 9	42
4.3.11. Error de la deformación de compresión máxima del alma con el Modelo FC1 y Modelo FC2 de Ahumada	43

4.3.12. Deformación de tracción máxima del alma vs. deriva de techo y factor de reducción de la tracción máxima vs. deriva de techo, para T1 con RA 3 y RA 9	43
4.3.13. Deformación de tracción máxima del alma con el Modelo FT1, para T1 con RA 3 y RA 9	44
4.3.14. Error de la deformación de tracción máxima del alma con el Modelo FT1 de Ahumada	44
4.4.1. Profundidad de la línea neutra de los muros con sección T	46
5.1.1. Ancho efectivo analítico vs. experimental de la Ec. 5.1.1 de Thomsen y Wallace	48
5.2.1. Ancho efectivo normalizado por el espesor en función de la relación de aspecto para muros con sección T	49
5.2.2. Ancho efectivo normalizado por la altura del muro en función de la relación de aspecto para muros con sección T	50
5.2.3. Ancho efectivo normalizado por el largo del ala en función de la relación de aspecto para muros con sección T	51
5.2.4. Ancho efectivo normalizado por el largo del ala en función de la cuantía de borde y la carga axial para muros con sección T	52
6.0.1. Secciones geométricas de los muros con sección canal y compuesta	55
6.1.1. Carga lateral/ A_g vs. deriva de techo de los muros con sección canal y compuesta	56
6.2.1. Perfil de deformación de los muros con sección canal para CA 7.5 % - CBF 2 %	57
6.2.2. Perfil de deformación de los muros con sección compuesta para CA 7.5 % - CBF 2 %	58
6.3.1. Profundidad de la línea neutra de los muros con sección canal y compuesta	59
6.4.1. Ancho efectivo normalizado por el largo del ala para muros con sección canal y compuesta	59
A.0.1. Modelo constitutivo del hormigón confinado de Saatcioglu y Razvi	68
B.0.1. Esquema de la configuración del ensayo de Thomsen y Wallace	70

Índice de tablas

3.1. Propiedades de las barras de acero de Thomsen y Wallace	15
4.1. Parámetros de modelación de los muros con sección T	28
4.2. Parámetros del modelo de la deformación vertical del ala en tracción (DVFT)	38
5.1. Resumen anchos efectivos por relación de aspecto	53
6.1. Parámetros de modelación de los muros con sección canal y compuesta . . .	56

Capítulo 1

Introducción

1.1. Introducción general

Los muros de hormigón armado en edificios chilenos, son los principales elementos resistentes en el sistema estructural, soportando cargas gravitacionales y laterales inducidas por el viento o terremotos. Participan en edificaciones como elementos aislados, acoplados, con perforaciones, chatos, esbeltos, entre otras configuraciones. Generalmente, poseen secciones transversales rectangulares, no obstante, por motivos arquitectónicos o de funcionalidad, es común observar muros con secciones transversales compuestas (I, C, L, T), formados por la unión de diferentes elementos en planos ortogonales.

El diseño y detallamiento de los muros de hormigón armado, emplea supuestos como la *Hipótesis de Bernoulli* y el *ancho efectivo*, que los códigos de diseño actuales consideran válidos, inclusive, para secciones transversales no rectangulares con largos importantes. Por ejemplo, subestimar los efectos del corte en los modelos a flexión o una estimación imprecisa del ancho efectivo, generaría un detallamiento de los elementos de borde incapaz de resistir las sollicitaciones sísmicas. Por lo tanto, resulta de particular interés estudiar ambas suposiciones.

1.1.1. Hipótesis de Bernoulli

El ACI 318-08 Sección 10.2.2 [2], establece a la Hipótesis de Bernoulli, “secciones planas permanecen planas luego de la deformación”, como el supuesto inicial para diseñar elementos sometidos a flexión, satisfaciendo las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones. A modo de ejemplo, la Figura 1.1.1 representa la resistencia última a flexión de una sección rectangular de hormigón armado, donde la deformación del hormigón (ε_u) y del acero (ε_s) son directamente proporcionales a su distancia al eje neutro, es decir, $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_u} = \frac{d-c}{c}$.

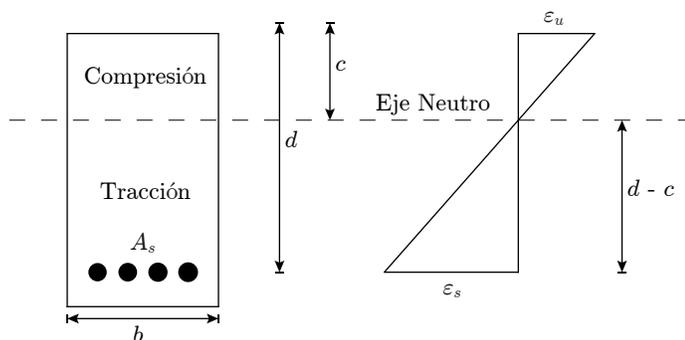


Figura 1.1.1: Esquema de las deformaciones unitarias para la resistencia última de una sección rectangular de hormigón armado sometida a flexión

No obstante, Ahumada [4], en su estudio analítico del corte en muros rectangulares, concluye que un modelo basado en la Hipótesis de Bernoulli, subestima en 80 % la deformación de compresión máxima y sobrestima en 30 % la tracción, para una deriva de 1.0 % en un muro rectangular con relación de aspecto 4.

Por otro lado, para evaluar la eficacia del diseño basado en desplazamientos, Thomsen y Wallace [25] ensayaron muros esbeltos (relación de aspecto 3) con sección rectangular y T, encontrando que ambos especímenes siguen un comportamiento de dominancia flexural con mínimo impacto del corte. Para analizar esta conducta, Orakcal et al. [18] y Massone [15], proponen un modelo de elementos lineales verticales múltiples (que considera secciones planas), prediciendo satisfactoriamente el comportamiento global a flexión de los muros de Thomsen y Wallace [25], sin embargo, subestima significativamente las deformaciones de compresión.

1.1.2. Ancho efectivo

Cuando un muro con alas es sometido a cargas laterales, una sección del ala colabora en resistir las fuerzas solicitantes. La Figura 1.1.2 muestra como la tensión (real) decrece desde la intersección ala-alma hacia los bordes, donde el refuerzo más lejano posee baja efectividad. Por lo tanto, el ancho efectivo, consiste en asumir un ancho del ala tal que su fuerza resultante, sea de igual magnitud a la resultante de la distribución real de tensiones.

Diversos autores y códigos de diseño, proponen expresiones para el ancho efectivo (b_{eff}) en función de la altura del muro, espesores de ala, entre otros. Estos parámetros aparecen la Figura 1.1.3, que a su vez, indica que los anchos efectivos están medidos desde la cara del alma.

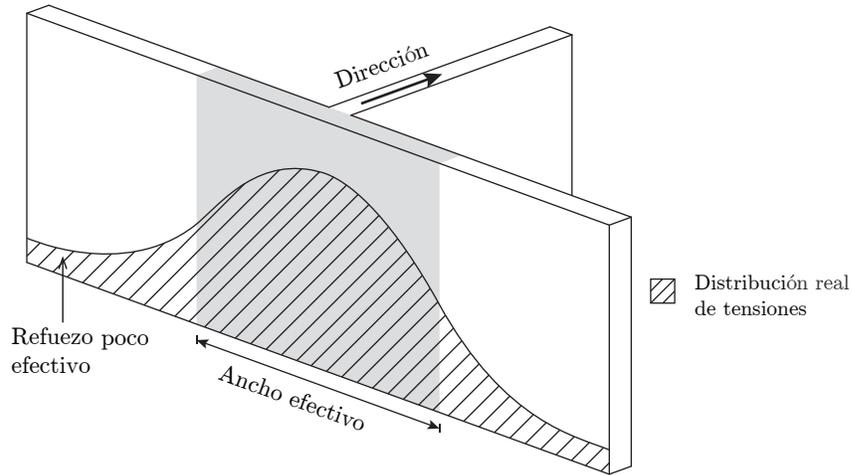


Figura 1.1.2: Distribución de tensiones para el ala traccionada

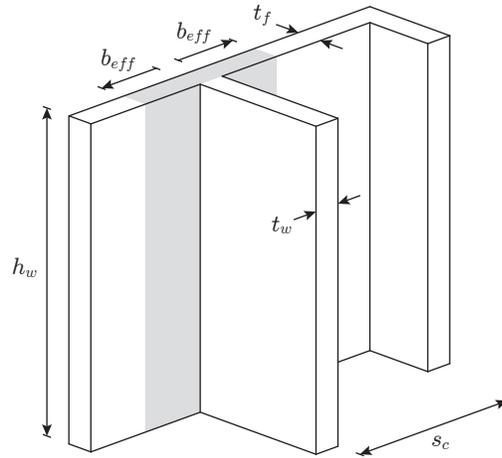


Figura 1.1.3: Parámetros que definen el ancho efectivo del ala

En primer lugar, Paulay [19], sugiere que las tensiones generadas por el alma en el ala, siguen una distribución triangular con pendiente 2:1 para el ala en tracción, generando un ancho de

$$b_{eff} = \begin{cases} \frac{h_w}{2} & \text{ala en tensión} \\ \frac{h_w}{4} & \text{ala en compresión} \end{cases} \quad (1.1.1)$$

donde h_w es la altura del muro. Para el ala en compresión, el ancho efectivo equivale a la mitad. El autor, advierte la dificultad de calcular un ancho efectivo en el rango inelástico de deformaciones, pues al incrementar la rotación en la base del muro (zona de rótula plástica), aumenta la participación del refuerzo del ala.

Posteriormente, Leiva [14], en un estudio analítico con elementos finitos en muros con sección T y sección compuesta (TC), propone modelos de diseño en función de la separación de las almas de muros adyacentes y del espesor del ala. El Caso 1 corresponde a un modelo con la sección completa, el Caso 2 a muros independientes con vínculo vertical de desplazamiento y el Caso 3 a muros independientes sin el vínculo

$$s_c < 15t_f \quad \text{Caso 1 o Caso 2} \quad (1.1.2)$$

$$15t_f \leq s_c < 25t_f \quad \text{Caso 2} \quad (1.1.3)$$

$$25t_f \leq s_c < 40t_f \quad \text{Sin recomendaciones} \quad (1.1.4)$$

$$s_c > 40t_f \quad \text{Caso 3} \quad (1.1.5)$$

donde t_f es el espesor del ala y s_c la distancia libre entre almas de muros adyacentes. Concluye a su vez, que existe colaboración completa de las alas, a excepción de muros poco esbeltos.

Para verificar si la metodología usada para el ancho efectivo en vigas (ACI 318-89 Sección 8.10[2]) es aplicable a muros, Sittipunt y Wood [23] ensayaron dos muros de sección canal. Como una viga simplemente apoyada equivale a dos cantilever, el ancho efectivo del ACI queda

$$b_{eff} = \min \left\{ \frac{l}{12} = \frac{h_w}{6}; 6t_f; \frac{s_c}{2} \right\} \quad (1.1.6)$$

donde l es el largo de la viga (o $2h_w$), t_f es el espesor del ala (espesor de la losa). Al mismo tiempo, desarrollan un modelo con elementos finitos, que simula satisfactoriamente el comportamiento cíclico de ambos muros, concluyendo que el ancho efectivo del ACI 318-89 ($6t_f$) es insuficiente, proponen un ancho equivalente a

$$b_{eff} \geq 10t_f \quad (1.1.7)$$

La incorporación normativa del ancho efectivo del ala, aparece recién en el Uniform Building Code (UBC-94) [27], tomando el valor de

$$b_{eff} = \min \left\{ 0.1h_w; \frac{s_c}{2} \right\} \quad (1.1.8)$$

Acto seguido, Wallace [28], a través de ensayos experimentales descritos en detalle en el Capítulo 3, propone que el límite de la UBC-94[27] resulta insuficiente, quedando

$$b_{eff} = \min \left\{ 0.25h_w; \frac{s_c}{2} \right\} \quad (1.1.9)$$

donde la efectividad del ala varía con la deriva lateral de techo. Además, indica que el ancho efectivo para el ala en compresión no afecta la deformación del muro ni su capacidad de resistencia, por lo tanto, sugiere un valor único de diseño para el ala comprimida y traccionada.

Luego, Hassan y El-Tawil [13], desarrollan un análisis paramétrico con elementos finitos para muros canal. Incorporando la no linealidad del acero y del hormigón, encontraron que el ancho efectivo no varía significativamente con la altura, en cambio, si hay modificación con la deriva lateral, la carga axial y el largo del muro. Concluyen que un aumento en la carga axial, disminuye el ancho efectivo y un ascenso de la deriva de techo lo incrementa

$$b_{eff} = \begin{cases} 0.60l_w & \text{para 0.5 \% Deriva} \\ 0.95l_w & \text{para 1.0 \% Deriva} \\ 1.15l_w & \text{para 2.0 \% Deriva} \end{cases} \quad (1.1.10)$$

donde l_w es el largo del muro.

Por otra parte, la normativa japonesa [5], relaciona el ancho efectivo a partir del espesor del ala

$$b_{eff} = \min \left\{ 6t_f; \frac{s_c}{4} \right\} \quad (1.1.11)$$

Bajo esta normativa, Achmad [1] ensayó muros con sección H de 1/3 de escala, indicando la necesidad de un ancho efectivo superior

$$b_{eff} = \min \left\{ 7t_f; \frac{s_c}{4} \right\} \quad (1.1.12)$$

Actualmente, el ACI 318-08 [3] mantiene el límite de la expresión 1.1.9, aprobado por la normativa nacional establecida en el Decreto Supremo n° 60 [8].

1.2. Objetivos

Como objetivo general, el presente trabajo de tesis, pretende comprobar la Hipótesis en muros de hormigón armado con secciones transversales compuestas. Los objetivos específicos son: (1) evaluar el rango de validez de la Hipótesis estimando los parámetros geométricos y de diseño más significativos, como largos de ala y alma, altura de muros, carga axial y cuantías, (2) analizar el efecto colaborante de las alas encontrando una expresión analítica para los anchos efectivos y (3) indicar disposiciones y recomendaciones para el diseño de muros.

1.3. Organización

- Capítulo 2: Modelación

Se describen las principales características del framework de elementos finitos tipo shell (SAFE-TB), junto con las leyes constitutivas de los materiales, hormigón y acero, usados en el modelamiento de los muros estudiados en esta tesis.

- Capítulo 3: Validación experimental.

En este capítulo se valida el modelo tipo shell con ensayos experimentales de la literatura, tanto en las leyes constitutivas, como el comportamiento global de las estructuras.

- Capítulo 4: Estudio de la Hipótesis de Bernoulli en sistemas de muros de hormigón armado.

Se estudian los parámetros geométricos y de diseño más significativos en muros con sección T, encontrando el rango de validez de los modelos a flexión. Adicionalmente, queda definida una expresión analítica para el perfil de deformación de las alas, el factor de amplificación en las compresión máxima y reducción de la tracción máxima de los modelos con corte, la variación en la profundidad de la línea neutra, entre otras observaciones.

- Capítulo 5: Estimación del ancho efectivo.

Se procede a calcular el ancho efectivo como una función que estima la tensión promedio en las alas. Además, se compara en la expresión propuesta la influencia de los parámetros geométricos altura, espesor y largo.

- Capítulo 6: Casos especiales.

Este capítulo extiende los análisis realizados en los Capítulos 4 y 5 para un muro con sección canal y otro con sección compuesta (TC).

- Capítulo 7: Conclusiones

Presenta las principales conclusiones de este trabajo, entregando recomendaciones para el diseño basado en la Hipótesis de Bernoulli y la estimación del ancho efectivo.

Capítulo 2

Modelación

2.1. Programa de Elementos Finitos

La modelación de los muros de hormigón armado, emplea un framework de elementos finitos, SAFE-TB - Structural Analysis by Finite Elements ToolBox, desarrollado por Rojas [21] y programado en MATLAB [24]. En su estructura destacan los elementos cuadriláteros tipo cascarón (shell), que incluyen el efecto de la interacción flexión, axial y corte. Cada elemento posee 24 grados de libertad (tres desplazamientos y tres giros por nodo) y 9 puntos de cuadratura.

2.2. Leyes de los Materiales

Las leyes constitutivas uniaxiales del hormigón, asumen el efecto de la tensión de rigidización posterior a la primera fisuración, su comportamiento histerético, la degradación de la resistencia, el daño por ciclos carga-descarga y el confinamiento. El modelo constitutivo del acero, incorpora la pérdida de resistencia luego de la deformación plástica y el endurecimiento por deformación.

La Figura 2.2.1 muestra la distribución de tensiones de un elemento agrietado de hormigón armado. En las grietas, el acero toma la totalidad de la tracción, en cambio entre ellas, el hormigón que aún está unido al refuerzo contribuye a la resistencia del elemento, ocasionando una reducción en la tensión del acero. Para modelar este fenómeno, se emplea la ley propuesta por Belarbi y Hsu [6] que considera dos efectos simultáneos: primero, una relación tensión-deformación promedio del hormigón fisurado; segundo, una relación tensión-deformación promedio para las barras de acero embebidas en hormigón o fluencia aparente.

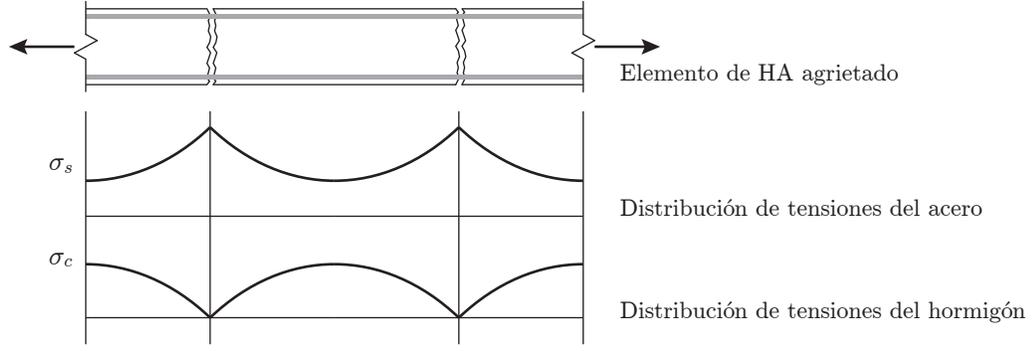


Figura 2.2.1: Distribución de tensiones del acero y hormigón a lo largo de una viga agrietada

2.2.1. Hormigón

A continuación, se describen las principales características del modelo uniaxial de hormigón desarrollado por Massone [15] e implementado en OpenSees como *Concrete06* [16].

La curva de Thorenfeldt [26], calibrada por Collins y Porasz [9] (Fig. 2.2.2), explica el comportamiento del hormigón en compresión

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = f'_c \frac{n \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^{nk}} \quad (2.2.1)$$

donde f'_c es la máxima capacidad del hormigón en compresión, ε_{c0} la deformación unitaria de la compresión máxima, n y k parámetros calibrados experimentalmente.

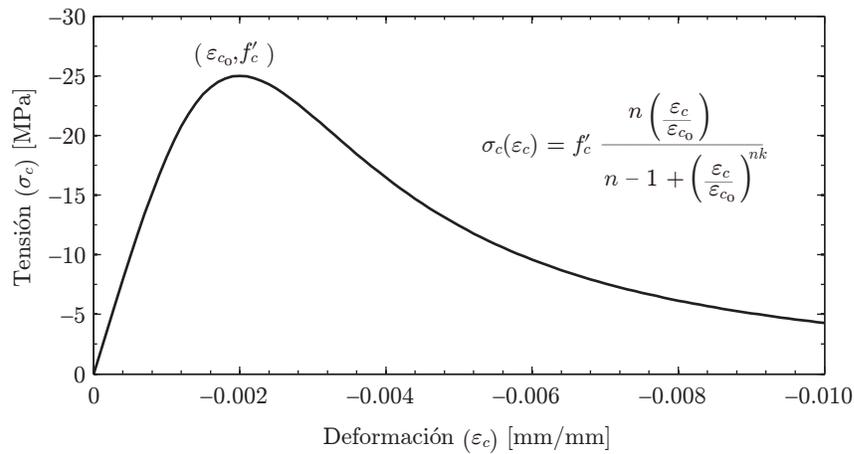


Figura 2.2.2: Modelo constitutivo del hormigón en compresión de Thorenfeldt

Por otra parte, la curva de Belarbi y Hsu [6] (Fig. 2.2.3) describe la relación tensión-deformación promedio del hormigón en tracción

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} \left(\frac{f_{cr}}{\varepsilon_{cr}}\right) \varepsilon_c & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cr} \\ f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_c}\right)^b & \varepsilon_c > \varepsilon_{cr} \end{cases} \quad (2.2.2)$$

donde

$$f_{cr} = 0.31\sqrt{f'_c(MPa)}[MPa] \quad (2.2.3)$$

$$\varepsilon_{cr} = 0.00008 \quad (2.2.4)$$

donde f_{cr} es la máxima capacidad del hormigón en tracción, ε_{cr} la deformación unitaria de la tracción máxima y b parámetro que define el decaimiento de la curva de Belarbi y Hsu [6], tomado como $b = 0.4$ para el hormigón confinado (Belarbi y Hsu [6]) y $b = 0.6$ para el no confinado (Rojas [21]).

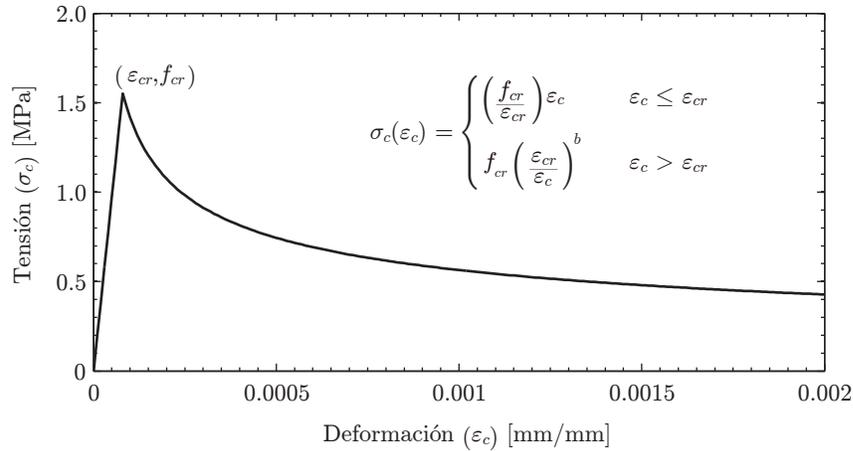


Figura 2.2.3: Modelo constitutivo del hormigón en tracción de Belarbi y Hsu

El comportamiento histerético del hormigón propuesto por Massone (Fig. 2.2.4), incluye las zonas de carga y descarga lineal en compresión, conectadas entre sí a partir de la rigidez elástica inicial del hormigón E_{c0} . La zona de descarga en compresión tiene una pendiente de $0.071E_{c0}$. La deformación plástica permanente de compresión ε_p^c y tracción ε_p^t quedan

$$\varepsilon_p^c = \varepsilon_m^c \left(1 - e^{-\left(\frac{\varepsilon_m^c}{\varepsilon_{c0}}\right)\alpha_c}\right) \quad (2.2.5)$$

$$\varepsilon_p^t = \varepsilon_m^t \left(1 - e^{-\left(\frac{\varepsilon_m^t}{\varepsilon_{c0}}\right)\alpha_t}\right) \quad (2.2.6)$$

donde ε_m^c y ε_m^t son la deformación máxima previa alcanzada en la curva para compresión y tracción respectivamente, α_c y α_t parámetros que definen la cantidad de deformación plástica del hormigón. Rojas [21] calibra estos valores como $\alpha_c = 0.32$ y $\alpha_t = 0.08$.

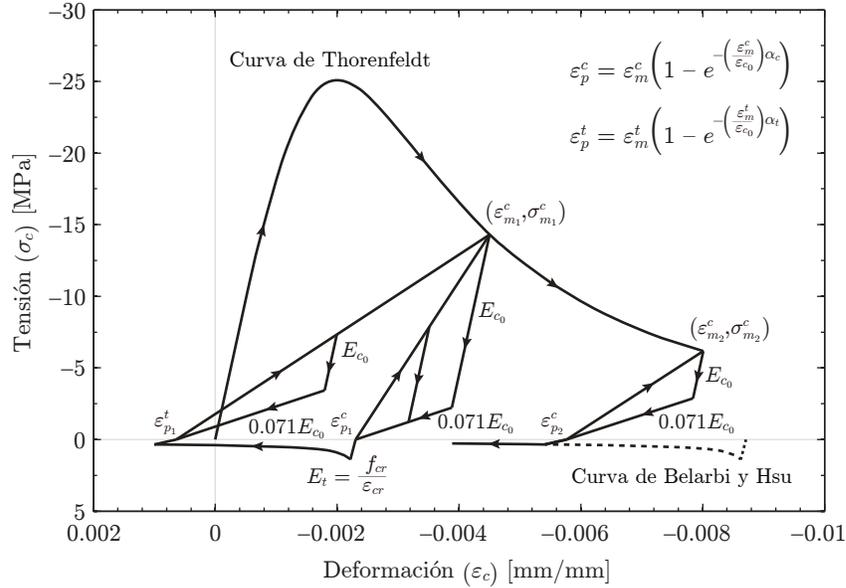


Figura 2.2.4: Modelo constitutivo del comportamiento histerético del hormigón de Massone

2.2.1.1. Factores biaxiales

Consisten en coeficientes (β) que modifican la máxima capacidad del hormigón en compresión (f'_c) y en algunos casos la deformación unitaria de la compresión máxima (ε_{c0}) (Fig. 2.2.5).

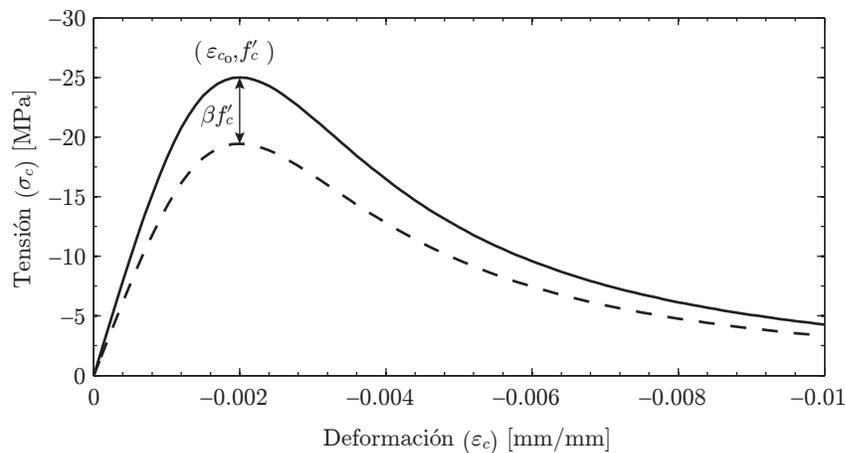


Figura 2.2.5: Variación de la máxima capacidad del hormigón en compresión (f'_c)

Degradación de la resistencia del hormigón

Equivale a una reducción de la resistencia de compresión por la tracción transversal. Emplea la expresión propuesta por Belarbi y Hsu [7]

$$\beta_s = \frac{k}{\sqrt{1 + k_\theta \varepsilon_t}} \quad (2.2.7)$$

$$\varepsilon_{rec} = \varepsilon_{max} - \varepsilon_{min} \quad (2.2.8)$$

donde $k_\theta = 250$ y $k_\theta = 400$ son parámetros para la carga secuencial y proporcional respectivamente, ε_t la deformación de tensión del hormigón y k parámetro tomado por simplicidad como $k = 1$ (Rojas [21]).

Daño por carga cíclica

Corresponde al deterioro del hormigón durante el ciclo de carga y descarga, generando un descenso en la capacidad a compresión

$$\beta_d = \frac{1}{1 + \alpha_1 \left(\frac{\varepsilon_{rec}}{\varepsilon_{c0}} \right)^{\alpha_2}} \quad (2.2.9)$$

$$\varepsilon_{rec} = \varepsilon_{max} - \varepsilon_{min} \quad (2.2.10)$$

donde $\alpha_1 = 0.5$ y $\alpha_2 = 0.11$ son parámetros previos al agrietamiento en compresión; $\alpha_1 = 0.6$ y $\alpha_2 = 0.175$ parámetros posteriores al agrietamiento y; ε_{max} , ε_{min} corresponden al máximo y mínimo valor de la deformación en el ciclo de carga.

Confinamiento

El aumento de la resistencia del hormigón confinado, depende de la presión lateral efectiva f_{le} , representada en el modelo de Saatcioglu y Razvi¹

$$\beta_c = \frac{k_1 f_{le}}{f'_c} \quad (2.2.11)$$

$$k_1 = 6.7(f_{le})^{-0.17} \quad (2.2.12)$$

¹Para mayor detalle, véase el Anexo A.

2.2.2. Acero

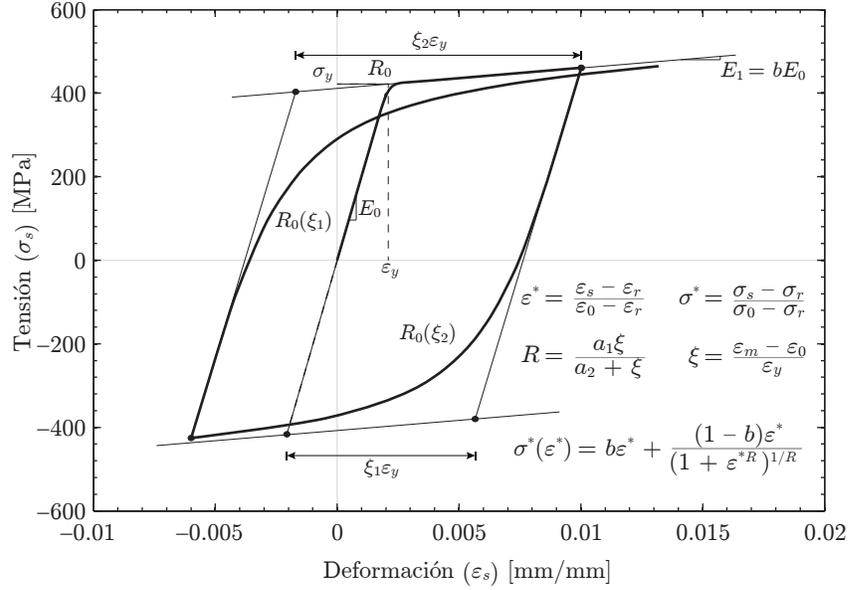


Figura 2.2.6: Modelo constitutivo del acero de Menegotto y Pinto

El modelo de Menegotto y Pinto [17] (Fig. 2.2.6), posteriormente modificado por Filippou et al. [12], describe la relación tensión-deformación del acero y su comportamiento histerético

$$\sigma^*(\varepsilon^*) = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^*R)^{1/R}} \quad (2.2.13)$$

donde

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (2.2.14)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (2.2.15)$$

donde b es el endurecimiento por deformación, los parámetros σ_r y ε_r corresponden a la tensión y deformación en las zonas inversas de la curva, σ_0 y ε_0 a la intersección de las asíntotas, R determina la forma de la curva de transición que permite incluir el efecto de Bauschinger. R queda definido por la variación absoluta entre la deformación mínima o máxima (zonas de ascenso o descenso) de la deformación anterior

$$R = R_0 - \frac{a_1\xi}{a_2 + \xi} \quad (2.2.16)$$

donde R_0 es R para la primera carga y a_1, a_2 la degradación entre ciclos. Dichos parámetros fueron calibrados experimentalmente por Filippou [12] como: $R_0 = 20, a_1 = 16.2$ y $a_2 = 15$. Por otra parte, ξ determina la variación absoluta entre las deformaciones

$$\xi = \left| \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right| \quad (2.2.17)$$

donde ε_m es el máximo o mínimo valor de la deformación del punto anterior, ε_0 del actual y ε_y la deformación de fluencia de la primera carga.

Finalmente, aplicando este modelo en términos de tensión-deformación promedio para barras embebidas en hormigón (Fig. 2.2.7), Belarbi y Hsu [6] proponen una reducción de la tensión de fluencia y del endurecimiento como

$$\sigma_n = (0.93 - 2B)\sigma_y \quad (2.2.18)$$

$$b_n = 0.02 + 0.25B \quad (2.2.19)$$

donde

$$B = \frac{1}{\rho_l} \left(\frac{f_{cr}}{f_y} \right)^{1.5} \quad (2.2.20)$$

donde σ_n es la fluencia promedio, σ_y la fluencia de las barras aisladas, b_n el endurecimiento por deformación promedio y ρ_l la cuantía de las barras longitudinales.

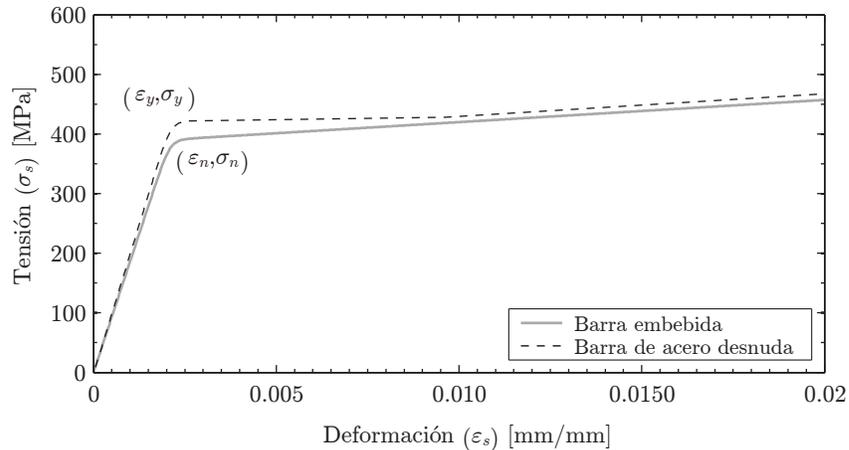


Figura 2.2.7: Fluencia aparente de una barra de acero embebida en hormigón

Capítulo 3

Validación experimental

3.1. Programa experimental

Antes de modelar los muros con secciones no rectangulares de hormigón armado, es necesario evaluar la eficiencia del SAFE-TB. Para ello, se compara con los ensayos experimentales en muros con sección T (TW1 y TW2) de Thomsen y Wallace [25]. Los especímenes con relación de aspecto 3, tienen un alma y un ala de 1290[mm], altura total de 3658[mm], espesor de 102[mm], una losa entrepiso cada 914.5[mm] y un pedestal armado que actúa como fundación rígida, facilitando el anclaje de las barras longitudinales (Fig. 3.1.1). Ambos muros incorporan confinamiento de borde estimado a partir de una deriva de 1.5 %. La carga axial y lateral son traspasadas por medio de una viga de acero unida al muro mediante ángulos¹. La carga axial proviene de gatos hidráulicos ubicados en la parte superior de la viga, logrando una carga cercana a $0.075A_g f'_c$ constante durante el ensayo. Finalmente, cada ciclo de carga lateral es aplicado bajo control de desplazamientos.

La instrumentación requerida para medir las cargas, desplazamientos y deformaciones, consiste en: potenciómetros, strain gauges en las barras longitudinales y LVDT's en la cara externa de cada sección. Estos últimos tienen una dimensión de 229[mm], montados verticalmente en la base del muro, luego, para contrastar los resultados experimentales, se promedian las deformaciones del modelo analítico sobre una capa de elementos finitos con un altura equivalente a los LVDT's.

¹Para mayor detalle, véase la Figura B.0.1 del Anexo B.

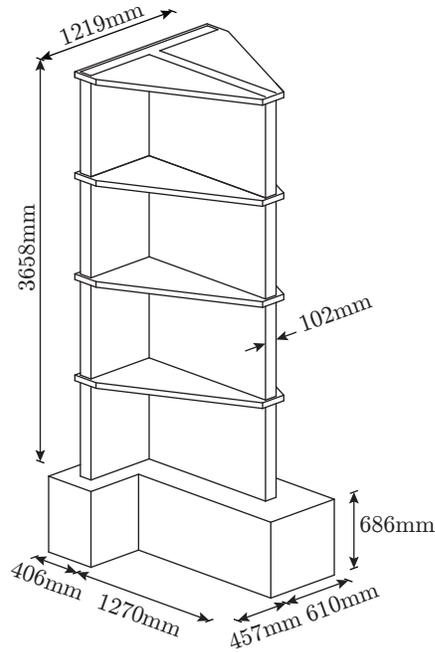


Figura 3.1.1: Vista 3D del muro con sección T de Thomsen y Wallace

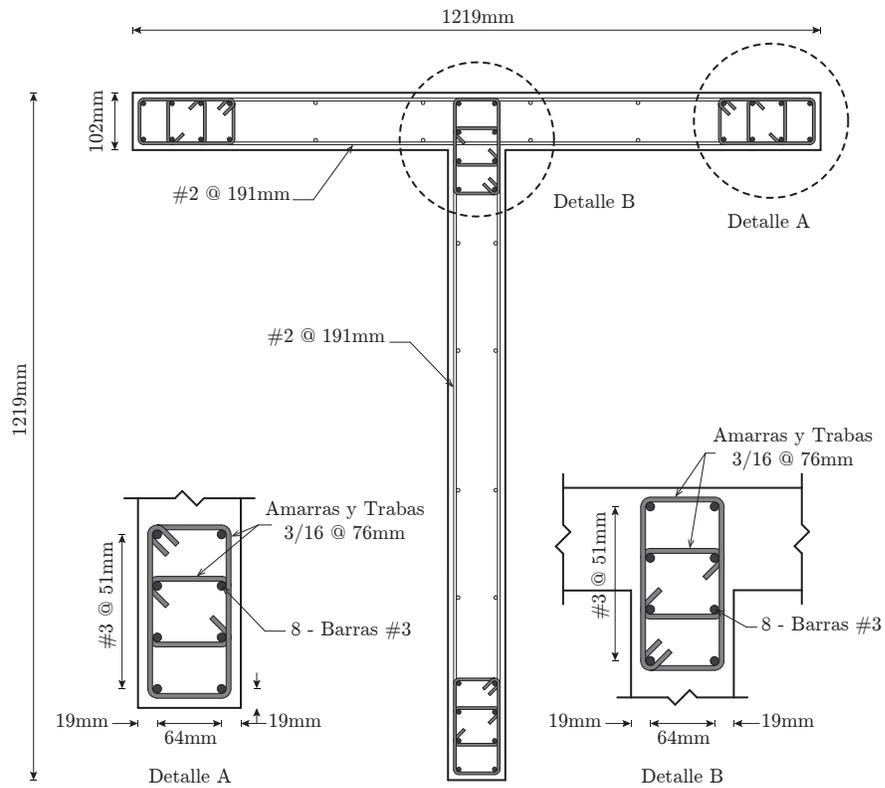
La Tabla 3.1 muestra el detalle de las propiedades de las barras de acero. Las barras #3 actúan como refuerzo longitudinal en las zonas de borde, las #2 como una doble malla distribuida y las de 3/16" para los estribos y trabas.

Barra	Diámetro (d_b) [mm]	Área (A_b) [mm ²]	Fluencia (f_y) [MPa]
#3	9.53	71.33	434
#2	6.35	31.67	448
3/16"	4.75	17.72	434

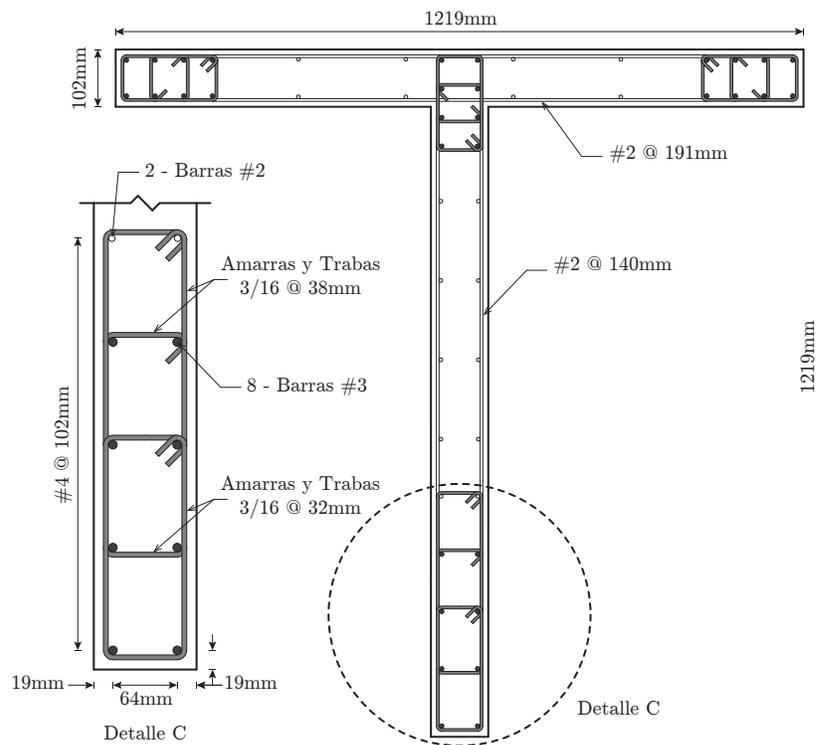
Tabla 3.1: Propiedades de las barras de acero de Thomsen y Wallace

La cuantía de acero proviene de las secciones transversales mostradas en la Figura 3.1.2. Ambos muros difieren en el detallamiento de la zona inferior del alma y en el espaciamiento de la doble malla distribuida de la misma sección.

Por otra parte, la resistencia de diseño del hormigón a compresión es de 27.6[MPa]. No obstante, varió al momento de ensayar, alcanzando los 34[MPa] y 41.7[MPa] para el TW1 y TW2 respectivamente.



(a) TW1



(b) TW2

Figura 3.1.2: Detallamiento de los muros TW1 y TW2 de Thomsen y Wallace

3.2. Modelación

La Figura 3.2.1 muestra la relación tensión-deformación del hormigón en compresión para ambos especímenes ensayados, Rojas [21] fija los parámetros de la Ecuación 2.2.1 como $n = 3.4$ y $k = 1$. La Figura 3.2.2 esquematiza la curva de tensión-deformación para la barra #3 embebida (tensión promedio) con un endurecimiento por deformación de $b = 0.0025$.

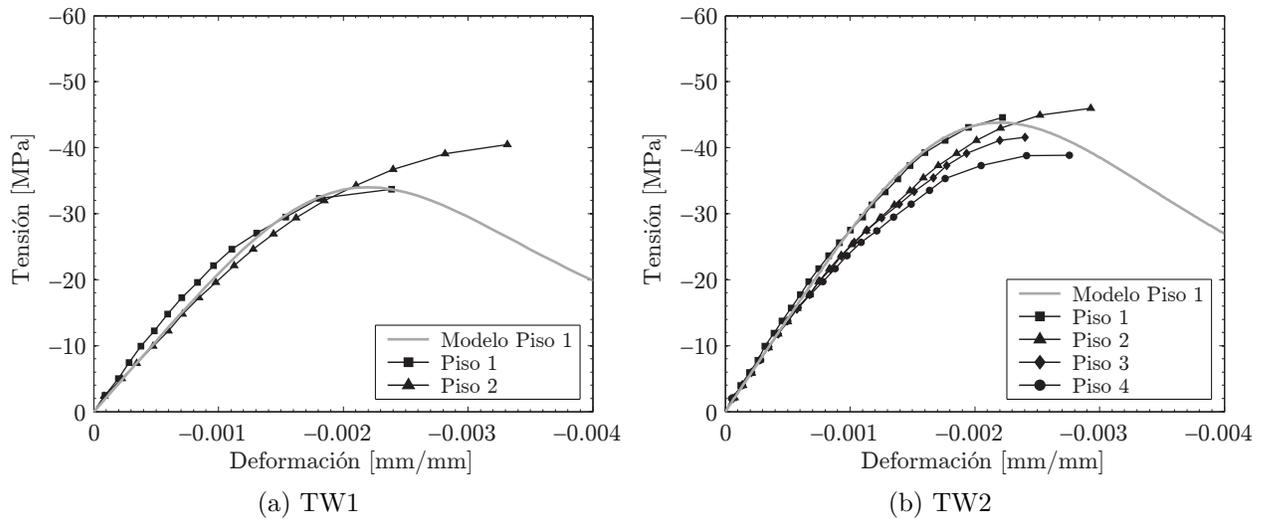


Figura 3.2.1: Calibración del modelo de hormigón no confinado de Thomsen y Wallace

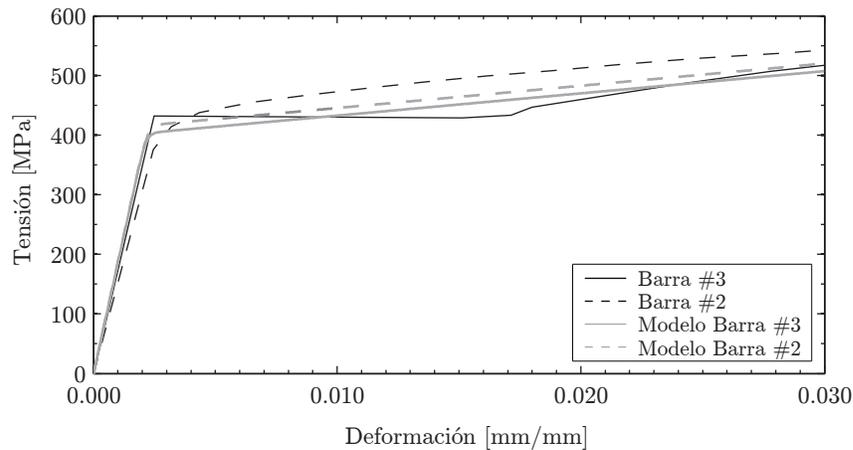


Figura 3.2.2: Calibración del modelo de acero de Thomsen y Wallace

El mallado del muro (Fig. 3.2.3) consiste en elementos de 220[mm] de ancho y tal como fue mencionado anteriormente, una capa en la base de 229[mm] de altura. Para simplificar el modelo, la intersección ala-alma fue incorporada en la zona superior del alma y equivalente al elemento de borde del ala, puesto que ostentan el mismo detallamiento (Detalle A y

Detalle B Fig. 3.1.2). Por otra parte, la losa y el pedestal se modelan como un material elástico. Finalmente, el análisis ocurre bajo control de desplazamientos.

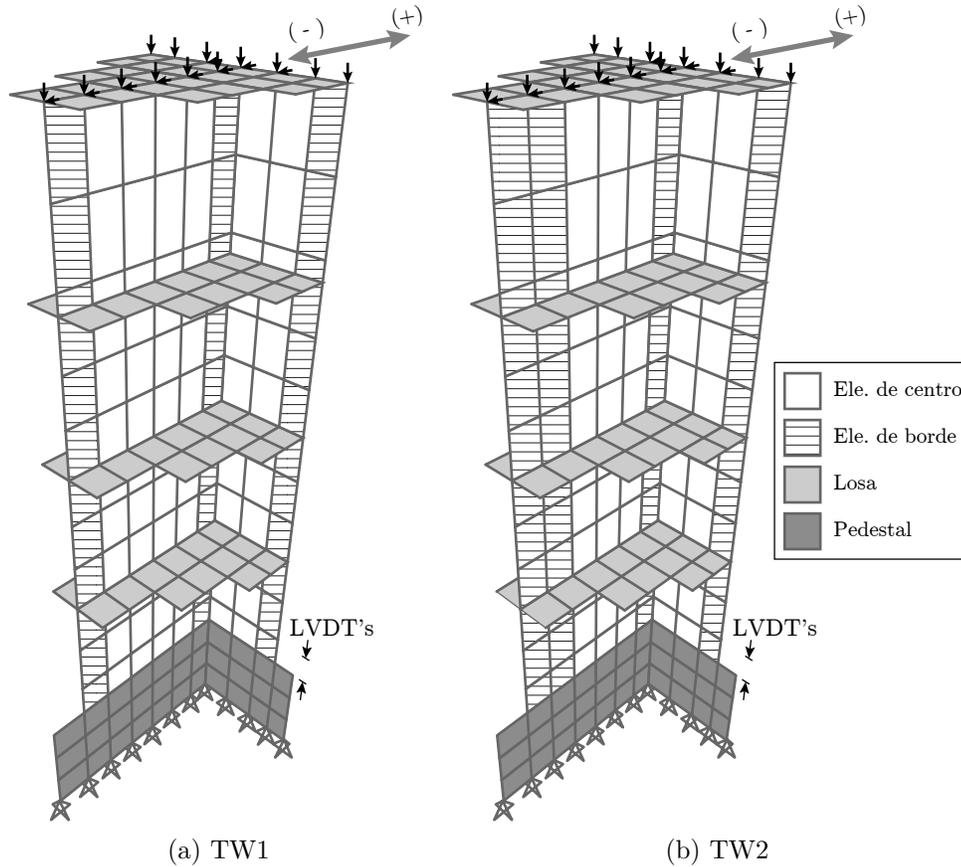


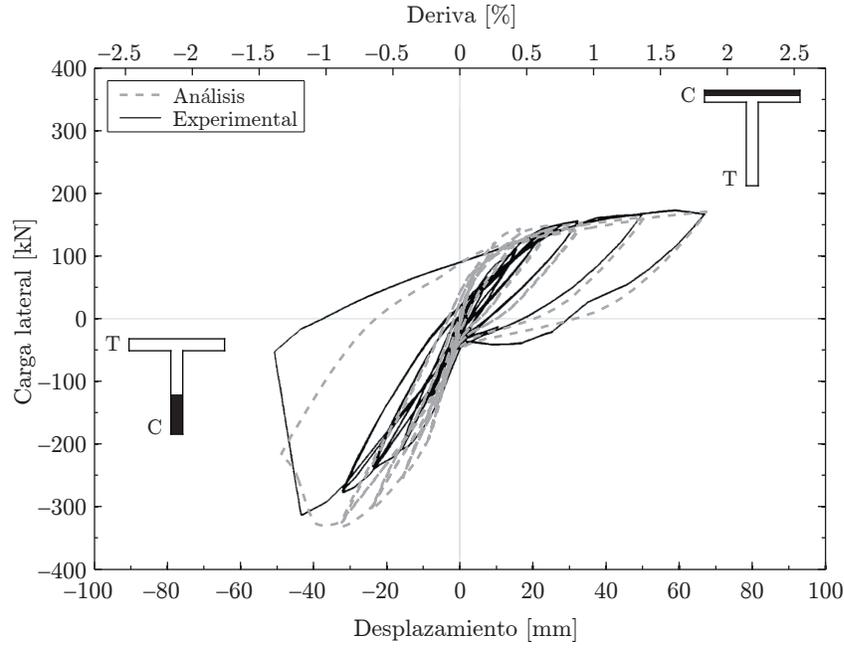
Figura 3.2.3: Mallado del modelo analítico para los muros TW de Thomsen y Wallace

3.3. Análisis de respuesta

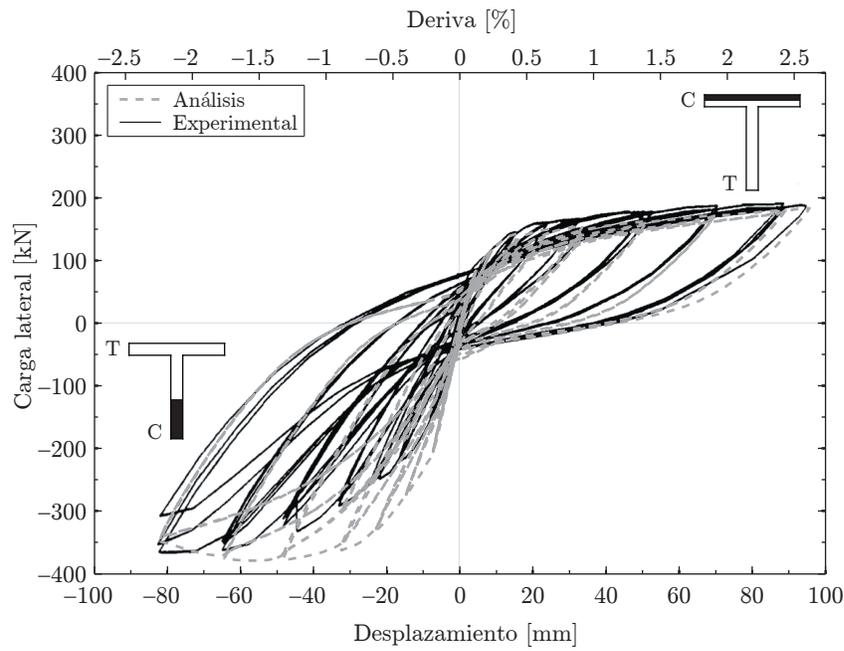
La Figura 3.3.1 compara el modelo analítico contra los resultados experimentales para la carga lateral versus el desplazamiento de techo en los muros TW1 y TW2. Ambos especímenes consideran un coeficiente de daño $\alpha_1 = 0.12$ (Ec. 2.2.9) calibrado por Rojas[21]. El modelo analítico captura de manera eficaz la falla del muro TW1 (cercana a 1.25 % de la deriva), el máximo valor del desplazamiento positivo (ala comprimida) de ambos muros y la degradación por cada ciclo de carga a igual desplazamiento.

La Figura 3.3.2 compara los perfiles de deformaciones analíticos y experimentales medidos con los LVDT's. Para la Figura 3.3.2(a1) y 3.3.2(a2), el modelo predice el decaimiento de la deformación hacia los extremos, pero sobrestima los valores en los bordes posteriores a la fluencia para el TW2. Como los LVDT's no miden la deformación en el centro del ala, en la Figura 3.3.2(b1) y 3.3.2(b2) se suprime el primer punto de cuadratura del alma (ubicado a

una distancia equivalente al centro del ala), mejorando la posición de la línea neutra para el TW2. Adicionalmente, el modelo captura favorablemente el descenso rápido en la intersección ala-alma debido al cambio de sección. En la Figura 3.3.2(c1) y 3.3.2(c2) la posición de la línea neutra varía para derivas altas, sobreestimando el valor para el TW1 y subestimando para el TW2.

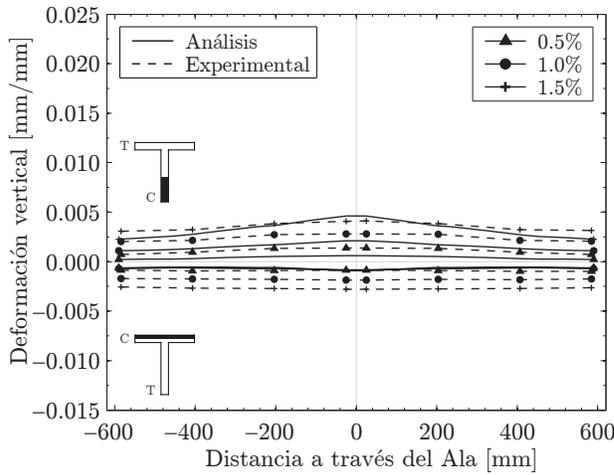


(a) TW1

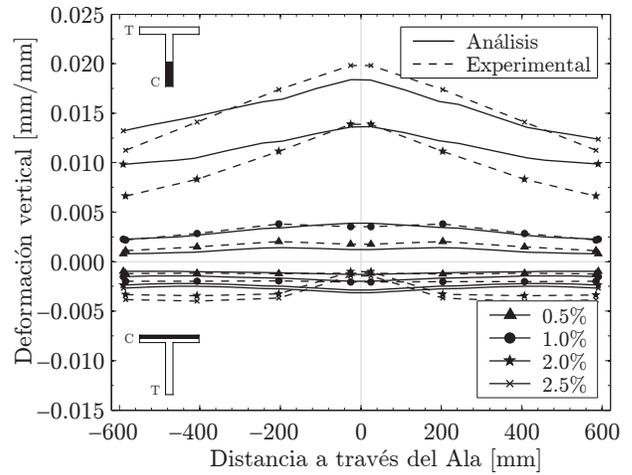


(b) TW2

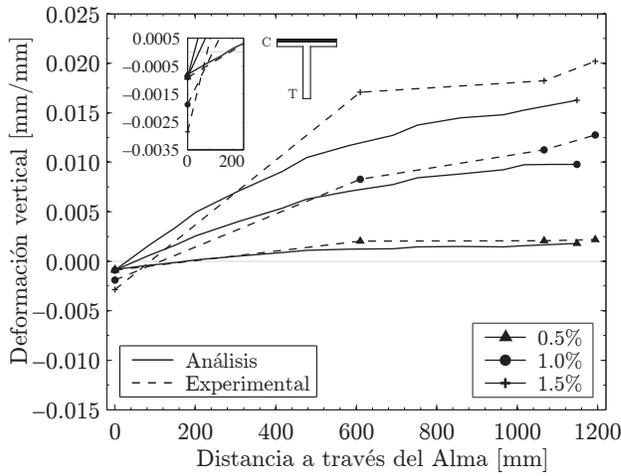
Figura 3.3.1: Carga lateral vs. desplazamiento de techo del modelo analítico contra los resultados experimentales para TW1 y TW2



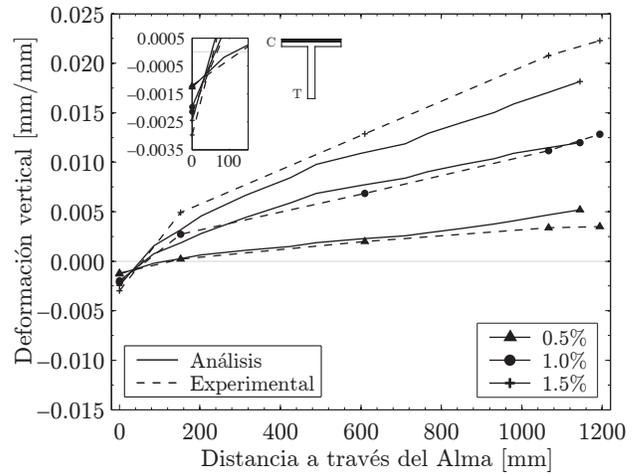
(a1) TW1: Ala despl. positivo y negativo



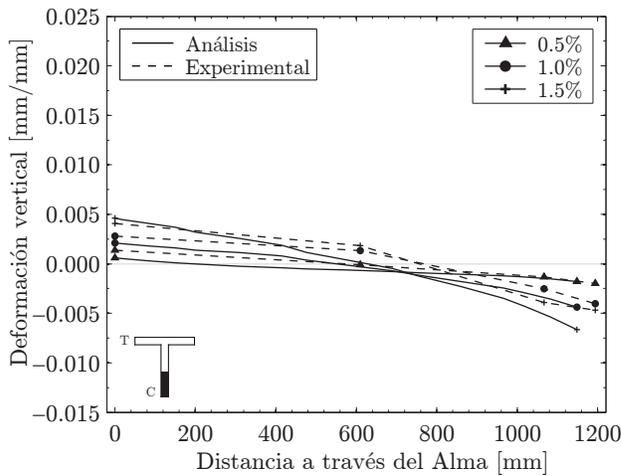
(a2) TW2: Ala despl. positivo y negativo



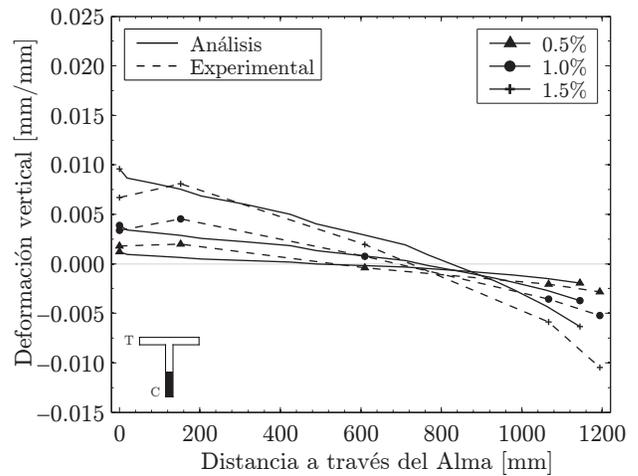
(b1) TW1: Alma despl. positivo



(b2) TW2: Alma despl. positivo



(c1) TW1: Alma despl. negativo



(c2) TW2: Alma despl. negativo

Figura 3.3.2: Perfil de deformación del hormigón del modelo analítico contra los resultados experimentales medidos con LVDT's para TW1 y TW2

Cabe destacar que durante el ensayo experimental, dos fenómenos alteraron el máximo desplazamiento de techo: movimiento del pedestal y deformación por penetración causado por el deslizamiento de las barras longitudinales ancladas en el pedestal. El primero equivale a $\sim 15\%$ de la deriva (Thomsen y Wallace [25]), el segundo a $\sim 10\%$ (Dazio[10]). Las derivas de los resultados experimentales incluyen ambos efectos, por lo tanto, los niveles de deriva analíticos fueron llevados a valores nominales.

Capítulo 4

Estudio de la Hipótesis de Bernoulli en sistemas de muros de hormigón armado

4.1. Modelación

Como primer apronte para comprobar y encontrar los rangos de validez de la Hipótesis de Bernoulli, es necesario modelar las secciones asimétricas incluyendo los requerimientos mínimos y los valores típicos de diseño para muros nacionales. Para ello, Estay [11] recopila las principales características de los muros chilenos de hormigón armado, como su geometría, armaduras y materiales. Destacan espesores de 20[cm] en un 60 % del total de muros, alturas entre 2.55[m] y 2.85[m] promedio, hormigón de calidad H30 en un 73 % de los casos y acero A630-420H en un 100 %, cuantías longitudinales de borde entre 3 % y 8 %, entre otras consideraciones.

4.1.1. Materiales

Hormigón

Los parámetros de la ley constitutiva para el hormigón no confinado de la Figura 4.1.1, se basan en un H30. Con esta calidad, Polanco [20] calibra valores experimentales de $n = 1.92$, $k = 1$ previo a la deformación unitaria de la compresión máxima y de $n = 1.92$, $k = 1.27$ posteriores a ε_0 . Por simplicidad, ambos parámetros resultan $n = 1.92$ y $k = 1.00$.

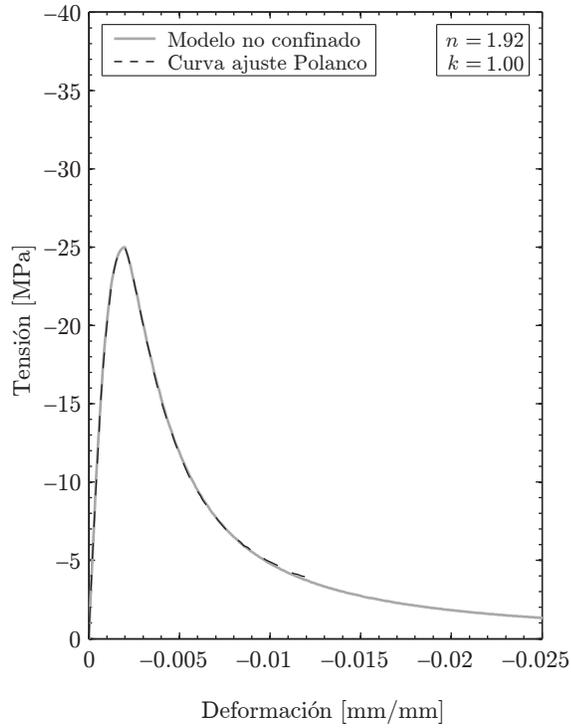
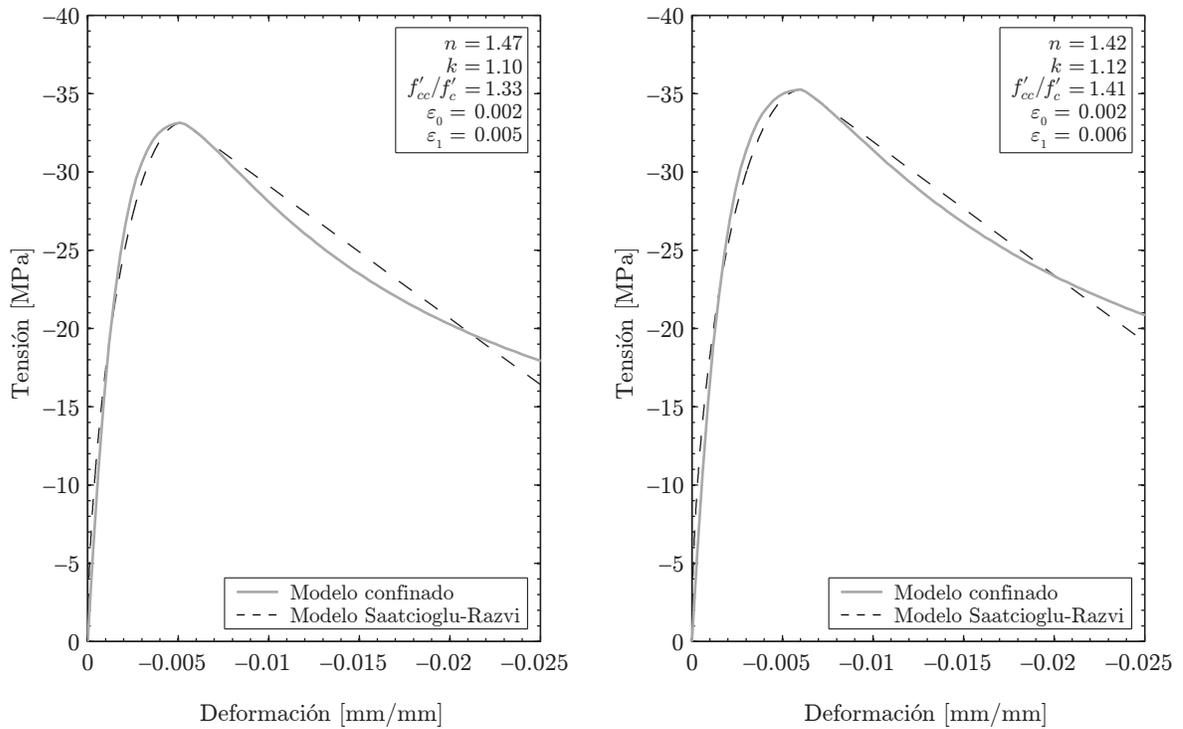


Figura 4.1.1: Calibración del modelo de hormigón no confinado



(a) Elemento de borde del ala

(b) Elemento de borde del alma

Figura 4.1.2: Calibración del modelo de hormigón confinado

El modelo de hormigón confinado dispone los requisitos mínimos de refuerzo de estribos, $A_{sh} = 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (ACI 318-08 sección 21.6.4.4), es decir

$$\rho_{t_{min}} = \frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (4.1.1)$$

donde $\rho_{t_{min}}$ es la cuantía de refuerzo total mínima. Además, la efectividad del confinamiento equivale a 0.9 en la dirección mayor y 0.11 en la menor (Saatcioglu y Razvi [22]). Los parámetros del modelo de Saatcioglu y Razvi [22]¹ quedan detallados en la Figura 4.1.2 para los elementos de borde de ala y alma respectivamente.

Acero

El acero a utilizar es un A630-420H. La tensión promedio se observa en la Figura 4.1.3, considerando una tensión de fluencia 420[MPa] con una deformación unitaria de 0.0021 y una rigidez postfluencia de 2.5 %,

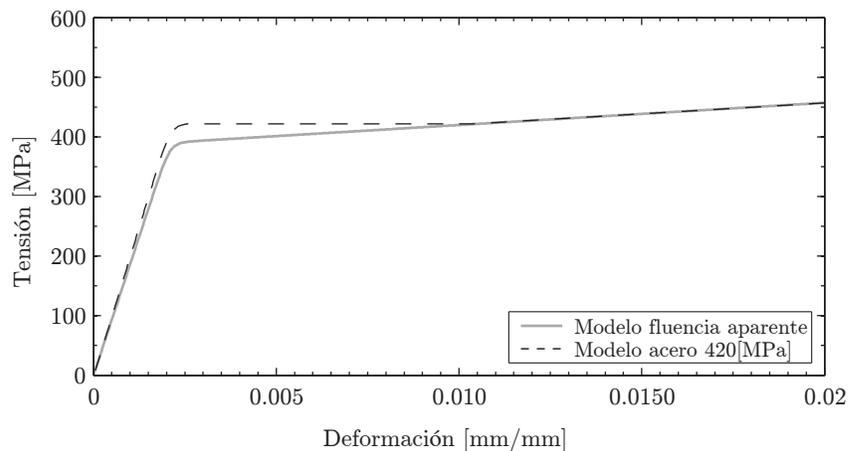


Figura 4.1.3: Calibración del modelo de acero

4.1.2. Parámetros de interés para muros con sección T

Puesto que los muros con secciones T son ampliamente usados en las edificaciones nacionales, el estudio paramétrico se enfocará principalmente en esta configuración.

¹Para mayor detalle, véase el Anexo A.

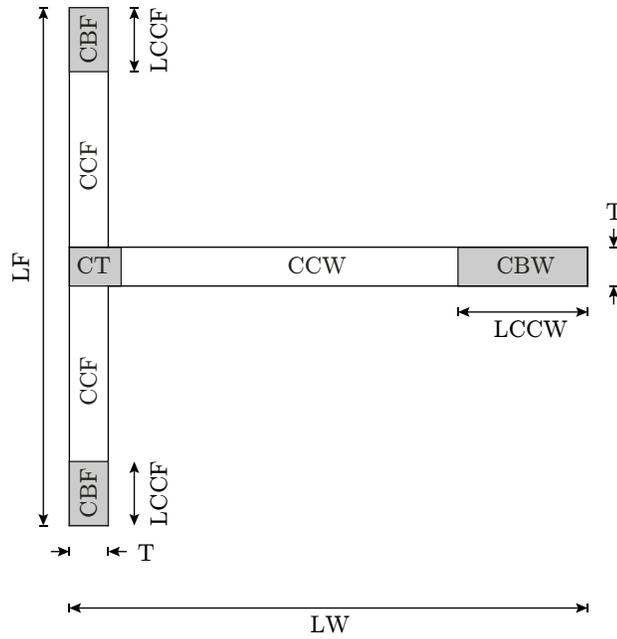


Figura 4.1.4: Parámetros de interés de los muros con sección T

La Figura 4.1.4 esquematiza los parámetros de interés, donde

- Carga axial:

$$CA = \frac{P_u}{A_g f'_c} \quad (4.1.2)$$

donde P_u es la carga última y A_g el área de la sección transversal.

- Largo del ala (F) y alma (W):

$$LF - LW$$

- Largo de confinamiento del ala (F) y alma (W):

$$LCCF - LCCW$$

- Espesor de muro:

$$T$$

- Altura de muro:

$$HW$$

- Relación de aspecto:

$$RA = \frac{HW}{LW} \quad (4.1.3)$$

- Cuantía de borde:

$$CBF - CBW = \rho_{b_{f,w}} = \frac{A_{s_{b_{f,w}}}}{A_{cc_{b_{f,w}}}} \quad (4.1.4)$$

donde $A_{s_{b_{f,w}}}$ es el área de acero del elemento de borde del ala (f) o del alma (w) y $A_{cc_{b_{f,w}}}$ el área del elemento de borde del ala (f) o del alma (w).

- Cuantía de malla distribuida:

$$CCF - CCW = \rho_{c_{f,w}} = \frac{A_{s_{c_{f,w}}}}{A_{cc_{c_{f,w}}}} \quad (4.1.5)$$

donde $A_{s_{c_{f,w}}}$ es el área de acero del elemento de centro del ala (f) o del alma (w) y $A_{cc_{c_{f,w}}}$ el área del elemento de centro del ala (f) o del alma (w).

- Cuantía intersección ala-alma:

$$CT = \rho_{fw} = \frac{A_{s_{fw}}}{A_{cc_{fw}}} \quad (4.1.6)$$

donde $A_{s_{fw}}$ es el área de acero del elemento de la intersección ala-alma y $A_{cc_{fw}}$ el área del elemento de la intersección ala-alma.

4.1.3. Parámetros de modelación

En base a los parámetros anteriores, los modelo analíticos consideran las siguientes características:

- Carga axial (CA): 7.5 % y 15 %.
- Largo de ala (LF): 4[m], 8[m] y 12[m].
- Largo de alma (LW): 4[m] y 8[m].
- Largo de confinamiento del ala (LCCF): 0.4[m] (constante). Equivalente a 1/10 del ala para un muro con sección T de 4x4[m].
- Largo de confinamiento del alma (LCCW): 1[m] (constante).
- Espesor de muro (T): 0.3[m] (constante). Mínimo espesor para confinar.
- Relación de aspecto (RA): 3, 6, 9 y 12. Incrementando el número de pisos a partir de RA 3 (4 pisos).

- Cuantía de borde del ala (CBF): 2% y 4%.
- Cuantía de borde del alma (CBW): 2% (constante).
- Cuantía de malla distribuida (CCF y CCW): 0.25% (constante). Mínima cuantía de refuerzo.
- Cuantía intersección ala-alma: 2% (constante).

El diseño del elemento de borde del alma, proviene de un análisis seccional para una deriva de 1.5%, que considera: ala y alma de 4[m], carga axial de 10%, cuantía en las alas y en la intersección ala-alma de 2% y doble malla distribuida en fluencia a un 1/6 del largo del muro en cada dirección.

A continuación, la Figura 4.1.5 muestra las secciones geométricas a analizar. El ala de los muros T2 y T3 es dos y cuatro veces la del T1 respectivamente, en cambio, el muro T4 duplica el largo del alma del T1 manteniendo el ala constante. Además, se agregan armaduras longitudinales distribuidas a lo largo del ala (casos TxA y TxB), con las mismas propiedades del elemento de borde del ala. Finalmente, la Tabla 4.1 resume los 32 casos de estudio.

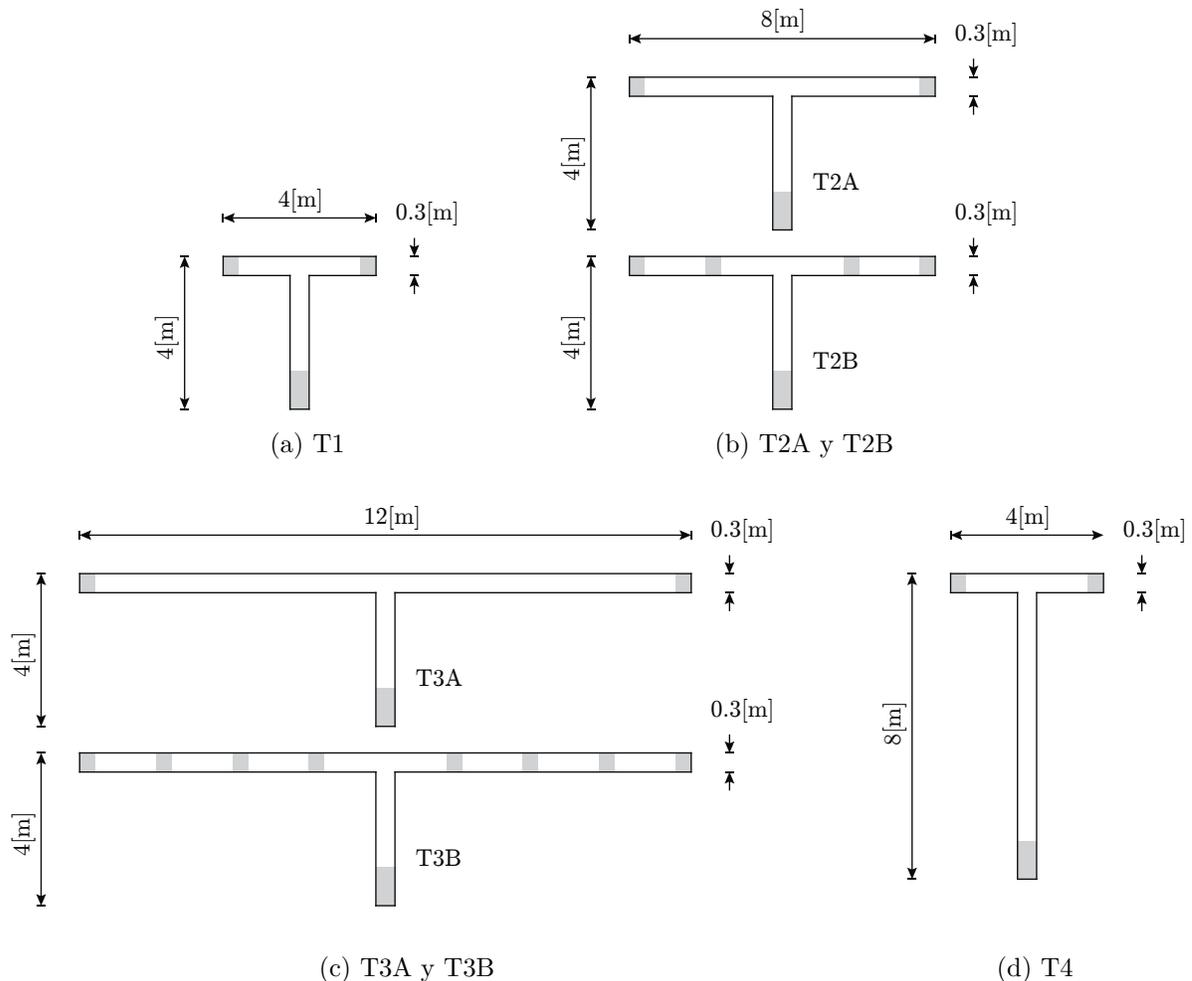


Figura 4.1.5: Secciones geométricas de los muros con sección T

id	RA [m/m]	CA [%]	CBF [%]	LF [m]	LW [m]	HW [m]
1	3	7.5	2	4	4	12
2	3	7.5	4	4	4	12
3	3	15	2	4	4	12
4	6	7.5	2	4	4	24
5	6	7.5	4	4	4	24
6	6	15	2	4	4	24
7	9	7.5	2	4	4	36
8	9	7.5	4	4	4	36
9	9	15	2	4	4	36
10	12	7.5	2	4	4	48
11	12	7.5	4	4	4	48
12	12	15	2	4	4	48

(a) T1

id	RA [m/m]	CA [%]	CBF [%]	LF [m]	LW [m]	HW [m]
1	3	7.5	2	8	4	12
2	3	7.5	4	8	4	12
3	3	15	2	8	4	12
4	6	7.5	2	8	4	24
5	6	7.5	4	8	4	24
6	6	15	2	8	4	24
7	9	7.5	2	8	4	36
8	9	7.5	4	8	4	36
9	9	15	2	8	4	36
10	12	7.5	2	8	4	48
11	12	7.5	4	8	4	48
12	12	15	2	8	4	48

(b) T2A y T2B

id	RA [m/m]	CA [%]	CBF [%]	LF [m]	LW [m]	HW [m]
1	3	7.5	2	12	4	12
2	12	7.5	2	12	4	48

(c) T3A y T3B

id	RA [m/m]	CA [%]	CBF [%]	LF [m]	LW [m]	HW [m]
1	3	7.5	2	4	8	24
2	3	7.5	4	4	8	24
3	3	15	2	4	8	24
4	6	7.5	2	4	8	48
5	6	7.5	4	4	8	48
6	6	15	2	4	8	48

(d) T4

Tabla 4.1: Parámetros de modelación de los muros con sección T

4.1.4. Criterios de modelación

Para estudiar los efectos del corte, los modelos de la Tabla 4.1 son analizados con dos casos:

- Modelo Flexión-Corte: incorpora el efecto del acople axial, flexión y corte (Fig. 4.1.6(a)).
- Modelo Flexión: asume secciones planas, es decir, el acople axial y flexión. Para ello, se colocan vigas rígidas en las aristas superior e inferior de cada elemento finito, a excepción de aquellos que intersectan las losas entre pisos (Fig. 4.1.6(b)).

El largo de calibre (l_g) permanece constante para todos los casos y equivale a rangos entre 1.25 % y 3.75 % de la altura total del muro (RA 12 y RA 3), representando la altura mínima que estabiliza la respuesta. Por otra parte, en el capítulo anterior se observó que el comportamiento de los muros con sección T, difiere según la dirección del desplazamiento, siendo el ala traccionada-alma comprimida el caso crítico, por lo tanto, cada muro es desplazado en dicha dirección con un pushover monotónico.

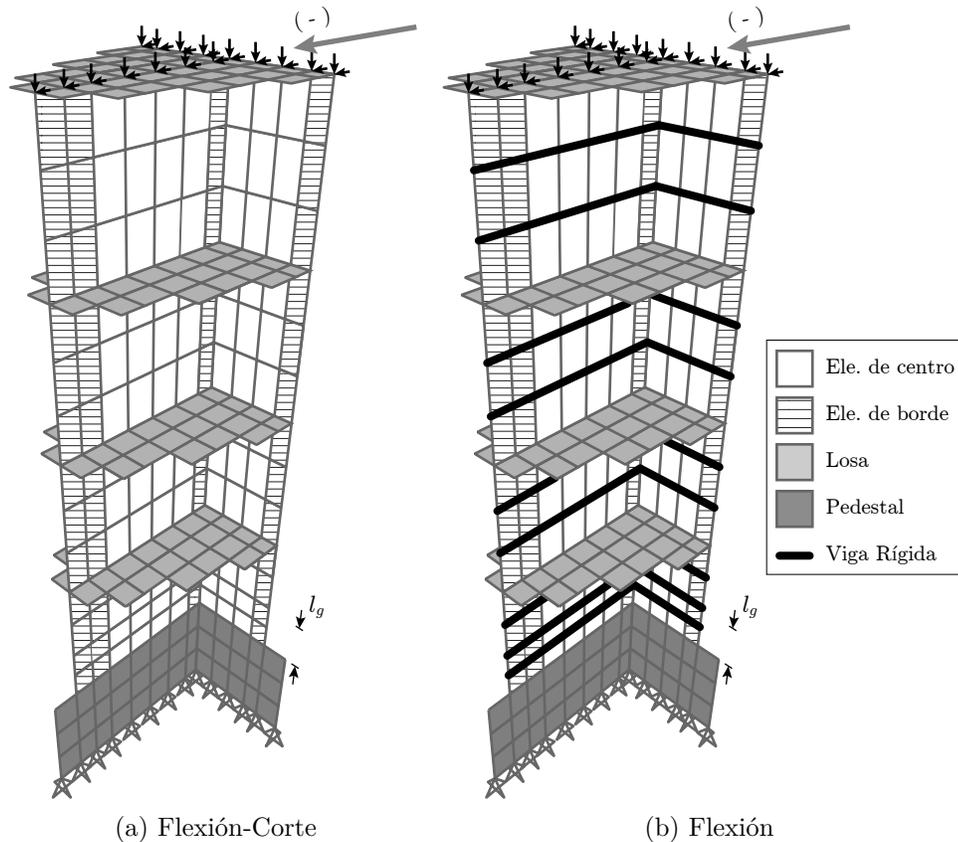


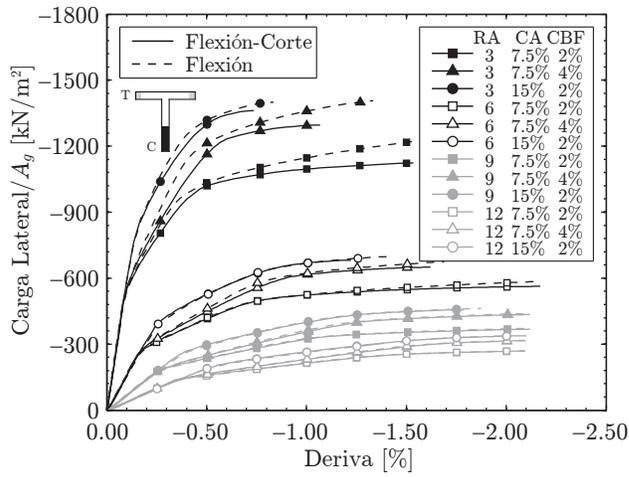
Figura 4.1.6: Mallado del modelo analítico de los modelos Flexión y Flexión-Corte

4.2. Comportamiento global

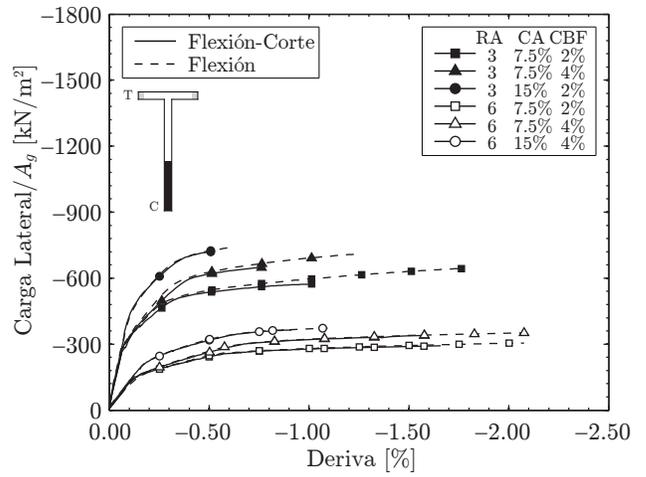
La Figura 4.2.1 muestra la carga lateral/sección transversal versus la deriva de techo, donde cada subfigura registra el límite de capacidad o aquellos valores superiores al 2% de deriva. El impacto de los parámetros modificados, resulta:

- Carga axial: al duplicar los niveles de carga axial (CA), manteniendo constante la cuantía de borde del ala (CB), aumenta la resistencia efectiva pero con una notoria pérdida de ductilidad. Por ejemplo, para el T1 con RA3 (Fig. 4.2.1(a)) la capacidad se incrementa en 20%.
- Cuantía de borde: el incremento de la cuantía longitudinal de borde del ala (CBF) a carga axial constante, también implica un aumento en la resistencia y una pérdida de ductilidad para cada relación de aspecto, pero inferior que al duplicar la carga axial.
- Cantidad de armadura de borde: para muros con armadura longitudinal distribuida a lo largo del ala (T2B y T3B) la resistencia es levemente superior, circunstancia esperable dado el incremento de la armadura.
- Largo del ala: los muros con alas extensas, T3, fallan a niveles de deriva bajos en comparación a los de alas menores. Además, presentan nula ductilidad para muros chatos (RA 3). Los muros T2 mantienen ductilidades inferiores al T1.
- Relación de aspecto: claramente el efecto del corte es notorio para muros con baja relación de aspecto, disminuyendo a medida que los muros crecen en altura. Para relaciones de aspecto sobre 6, las diferencias entre los modelos Flexión y Flexión-Corte son menores al 2%. Por otra parte, a medida que los muros aumentan en relación de aspecto, el componente de deformación elástica es mucho mayor, por ejemplo, para la RA 3 con CA 7.5% y CBF 2% de la Figura 4.2.1(a), la deriva de fluencia del muro es cercana a 0.4%, en cambio de 1.4% para la RA 12.

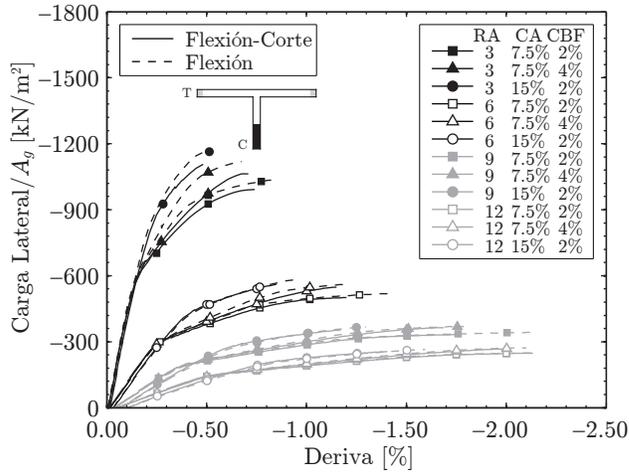
En definitiva, la modelación bajo secciones planas, sobrestima la capacidad del muro para relación de aspecto bajas, en cambio, para relaciones de aspecto sobre 6, las capacidades son las mismas.



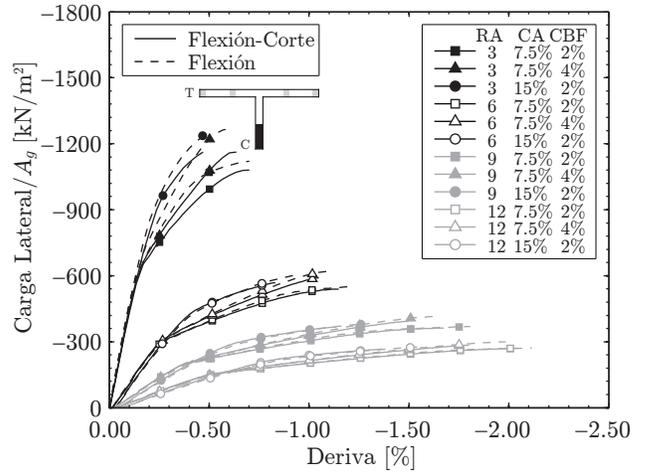
(a) T1



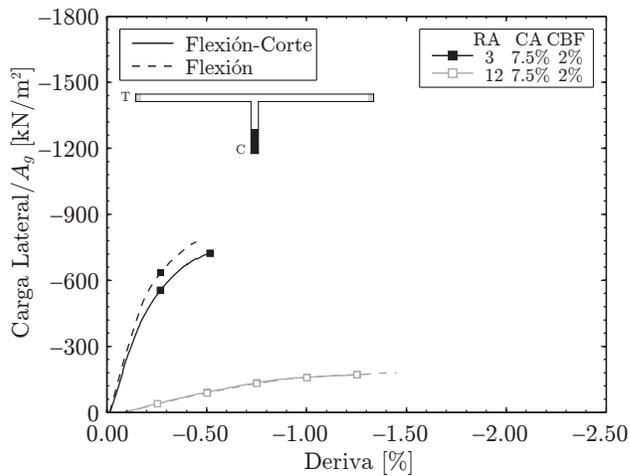
(b) T4



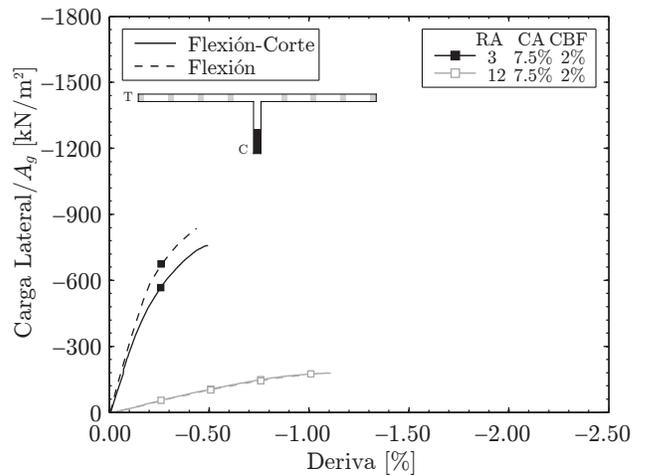
(c) T2A



(d) T2B



(e) T3A



(f) T3B

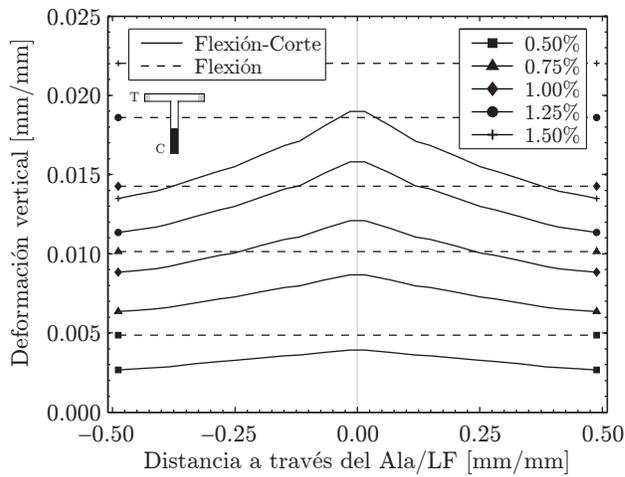
Figura 4.2.1: Carga lateral/ A_g vs. deriva de techo de los muros con sección T

4.3. Perfil de deformación

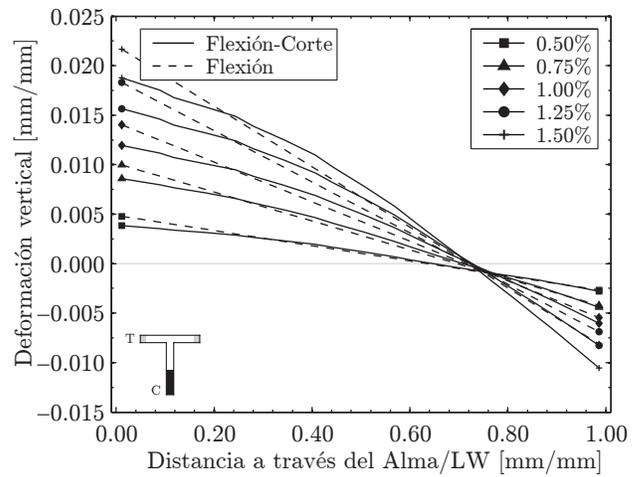
Además del comportamiento global de los muros sometidos a flexión y aquellos que incluyen el efecto del corte, resulta necesario estudiar los perfiles de deformación a través del ala y alma. Como muestra la Figura 4.3.1, la deformación a través del ala para el modelo Flexión-Corte, presenta un decaimiento similar para todos los muros, con un máximo en la intersección ala-alma inferior al modelo Flexión, interpretado como una reducción de la tracción en el alma. A su vez, sobrestima la compresión máxima en el alma, circunstancia relevante para calcular el acortamiento del hormigón en el análisis seccional bajo secciones planas.

A continuación, queda detallada la influencia de los parámetros estudiados en el perfil del ala traccionada.

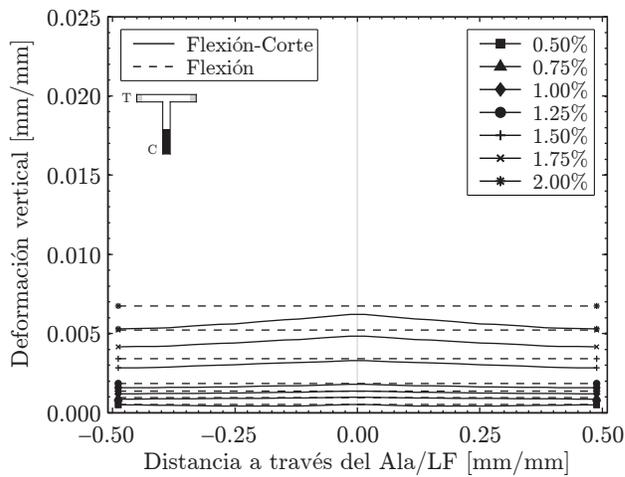
- Carga axial y cuantía de borde: La Figura 4.3.2 analiza la influencia de la carga axial y la cuantía de borde sobre T1 y T2A a 1% de deriva para RA 3. Como era de esperar, ambos parámetros disminuyen las deformaciones a lo largo del ala. Asimismo, para una mayor relación de aspecto, estas diferencias se vuelven mínimas.
- Cantidad de armadura de borde: se observa en la Figura 4.3.3 que para los muros T2A-T2B y T3A-T3B, el incremento en la cantidad de armadura longitudinal distribuida a lo largo del ala, disminuye las deformaciones verticales suavizando el decaimiento hacia los bordes, aunque la mayor relación de aspecto mitiga este efecto.
- Largos de ala y alma: la Figura 4.3.3 indica que el incremento del largo de ala, produce un decaimiento similar pero a niveles de deformación inferiores. En el caso de T4, sólo varía la atenuación de la curva a través del alma.
- Relación de aspecto: a medida que aumenta la relación de aspecto (HW/LW), se amiora el decaimiento del perfil de deformación en las alas, ganando horizontalidad para todos los niveles de deriva, acorde a la mínima influencia del corte en muros más esbeltos. Por otra parte, para muros con relaciones de aspecto sobre 6, la reducción en las tracciones y el incremento en las compresiones de los modelos Flexión-Corte son mínimas.



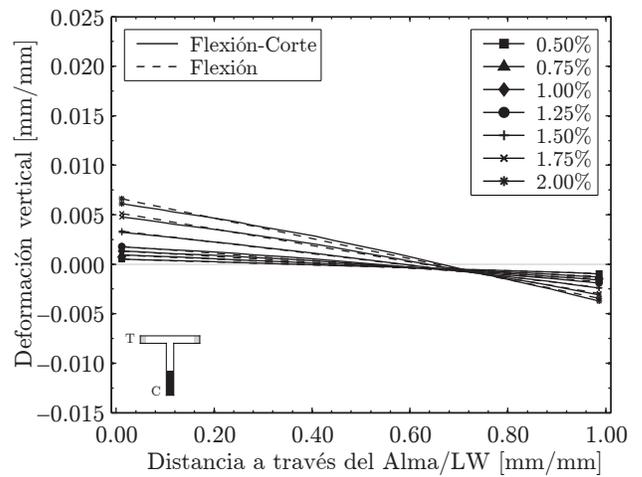
(a1) Ala: T1 - RA 3



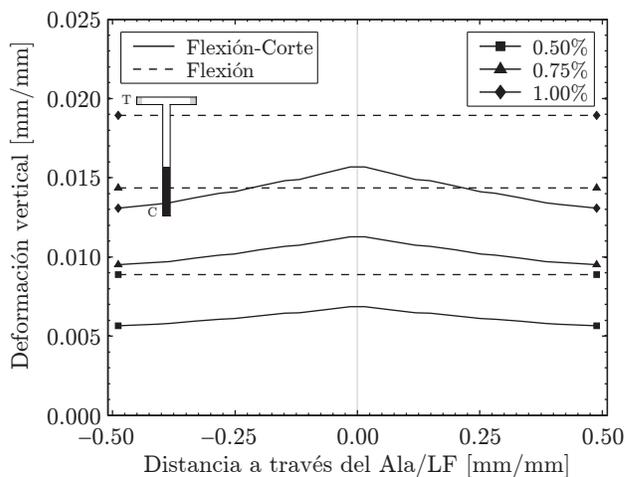
(a2) Alma: T1 - RA 3



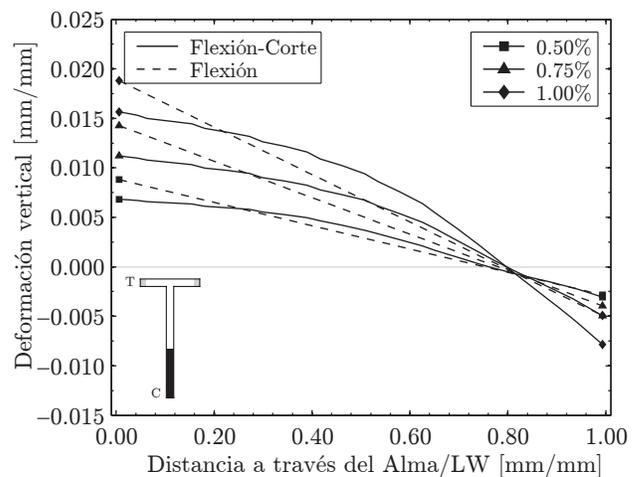
(b1) Ala: T1 - RA 12



(b2) Alma: T1 - RA 12

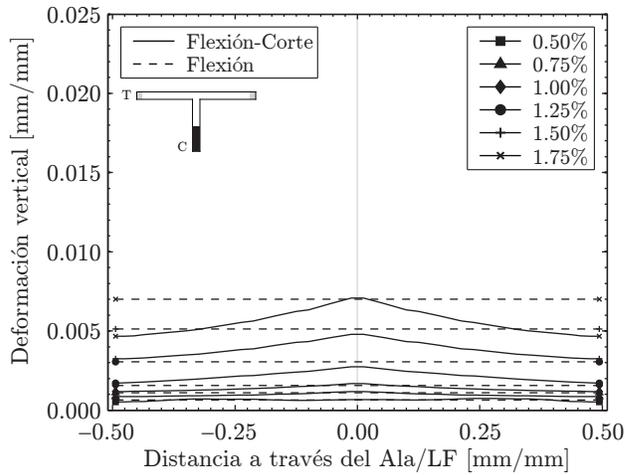


(c1) Ala: T4 - RA 3

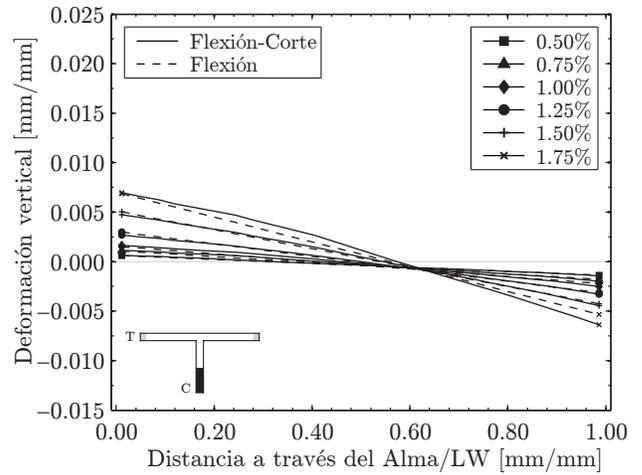


(c2) Alma: T4 - RA 3

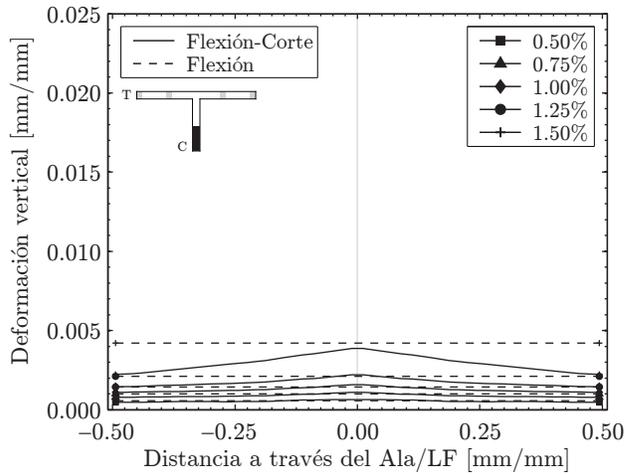
Figura 4.3.1: Perfil de deformación de los muros con sección T para CA 7.5% - CBF 2%



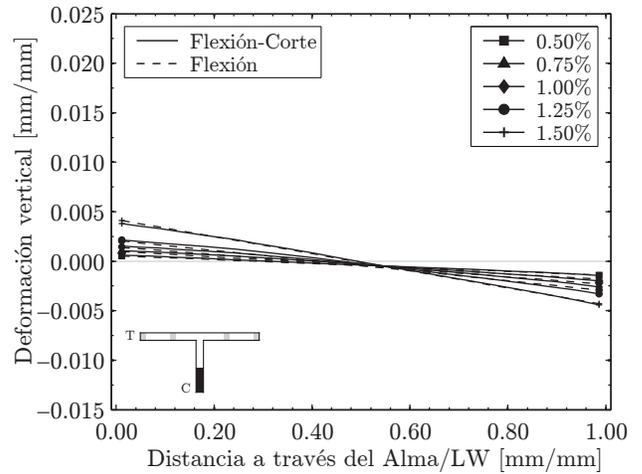
(d1) Ala: T2A - RA 9



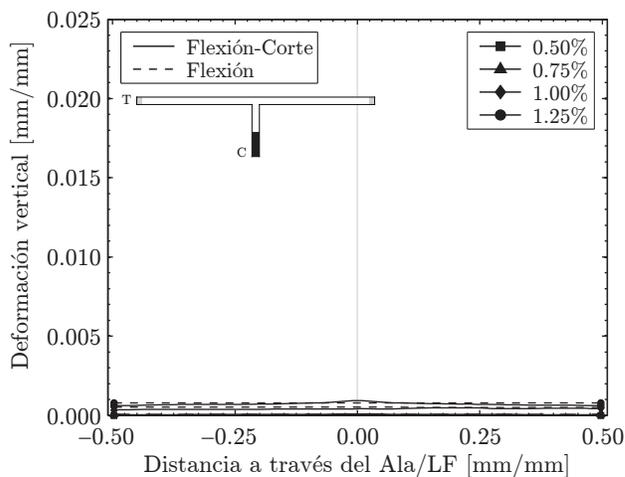
(d2) Ala: T2A - RA 9



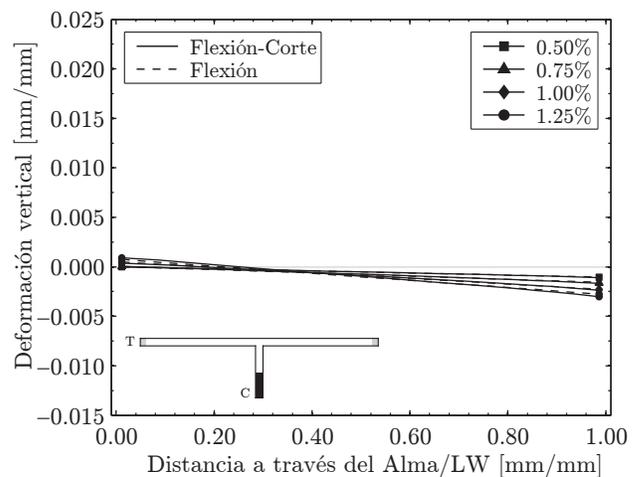
(e1) Ala: T2B - RA 9



(e2) Ala: T2B - RA 9

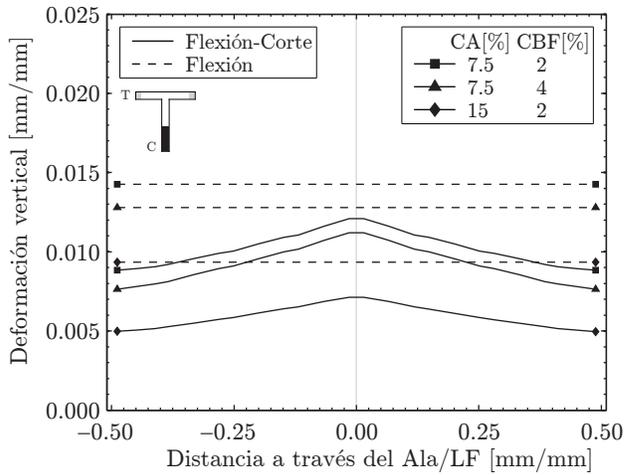


(f1) Ala: T3A - RA 12

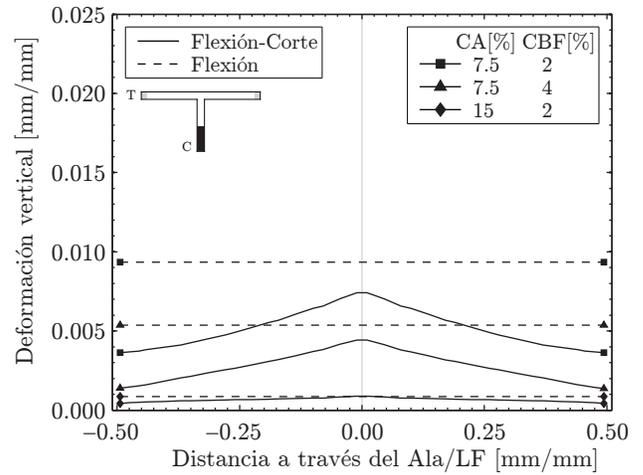


(f2) Ala: T3A - RA 12

Figura 4.3.1: Perfil de deformación de los muros con sección T para CA 7.5% - CBF 2% (Cont.)

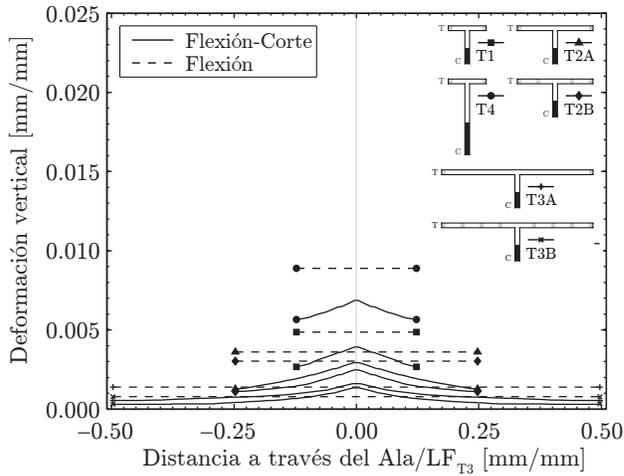


(a) T1

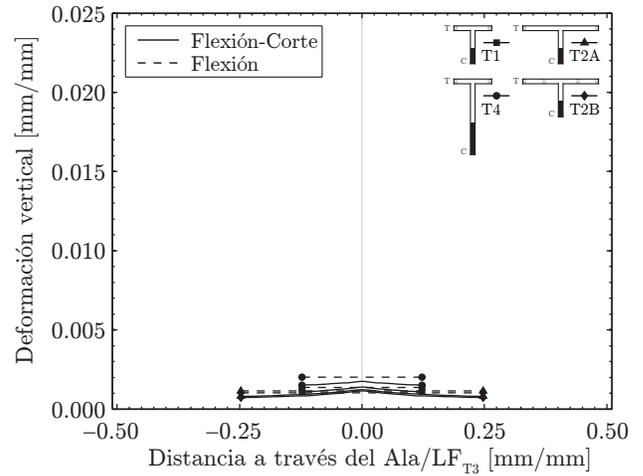


(b) T2A

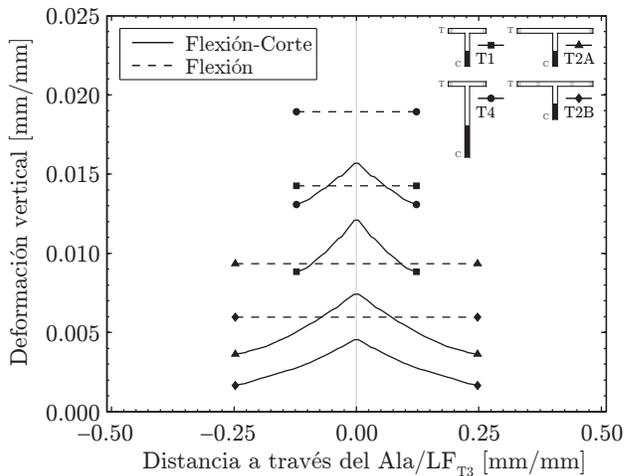
Figura 4.3.2: Deformación del ala por cuantía y carga axial con RA 3 a 1% de deriva



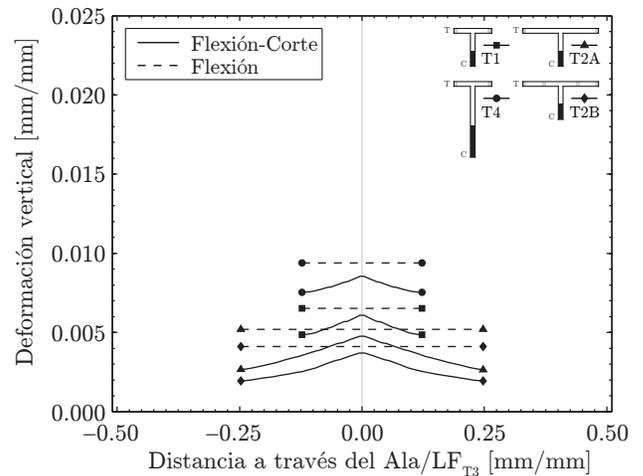
(a) RA 3 - 0.5% Deriva



(b) RA 6 - 0.5% Deriva



(c) RA 3 - 1.0% Deriva



(d) RA 6 - 1.0% Deriva

Figura 4.3.3: Deformación del ala por muro para CA 7.5% - CBF 2%

4.3.1. Parametrización de la deformación del ala en tracción

Con la evidencia anterior, es posible parametrizar un modelo para la deformación del ala en tracción (DVFT). Asumiendo una función con decaimiento exponencial simétrica, el modelo adquiere la forma

$$DVFT = A \left[1 + B \left(e^{-\frac{x}{C}} - 1 \right) \right]$$

donde A es la deformación de tracción máxima del ala, B parámetro que ajusta el decaimiento, C la pendiente de la curva y x la posición medida desde el centro del ala a uno de los bordes.

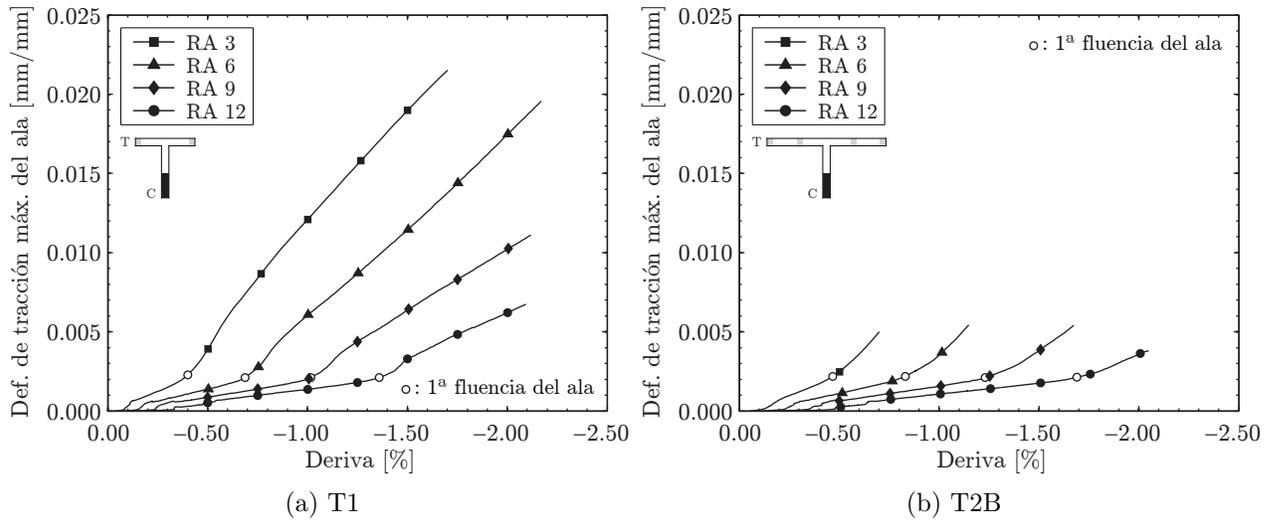


Figura 4.3.4: Deformación vertical máxima del ala vs. deriva de techo

La Figura 4.3.4 detalla la deformación vertical máxima del ala versus la deriva de techo, para el muro T1 y T2B con CA 7.5% y CBF 2%. Claramente la deformación máxima crece linealmente a partir de la primera fluencia del ala, es decir:

$$A = A_1 D + A_2 \quad (4.3.1)$$

donde A_1 es la pendiente, A_2 el coeficiente de posición y D la deriva plástica a partir de la primera fluencia del ala. A_1 y A_2 dependen de los k variables de cada modelo, expresados como

$$A_i = \prod_{i=1}^k f_i^{\beta_i} \quad (4.3.2)$$

donde f_i son los parámetros y β_i los coeficientes. Una forma simple de calibrarlos, consiste

en linealizar el problema aplicando la función logaritmo, por lo tanto, considerando n observaciones de $A(y)$, con m parámetros x_j ($j = 1, \dots, m$), el modelo de regresiones lineales múltiples queda

$$\log(y_i) = \sum_{j=1}^m \beta_j \log(x_{ij}) \quad i = 1, \dots, n \quad (4.3.3)$$

$$y'_i = \sum_{j=1}^m \beta_j x'_{ij} \quad i = 1, \dots, n \quad (4.3.4)$$

El problema de optimización radica en minimizar el error ε (residuos) mediante mínimos cuadrados. Expresando el problema en forma matricial

$$Y = \begin{pmatrix} y'_1 \\ \vdots \\ y'_n \end{pmatrix}, B = \begin{pmatrix} \overline{\beta_1} \\ \vdots \\ \overline{\beta_m} \end{pmatrix}, X = \begin{bmatrix} 1 & x'_{21} & \dots & x'_{k1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 1 & x'_{2n} & \dots & x'_{kn} \end{bmatrix}, \varepsilon = \begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{pmatrix} \quad (4.3.5)$$

$$\varepsilon = Y - XB \quad (4.3.6)$$

donde $\overline{\beta_k}$ son los estimadores de los coeficientes de regresión β_j . Luego

$$\frac{\partial \sum \varepsilon_i^2}{\partial b} = -2X^T y + 2X^T X B = 0 \quad (4.3.7)$$

$$B = (X^T X)^{-1} X^T Y \quad (4.3.8)$$

donde la calibración de cada coeficiente β_j proviene de resolver el sistema de ecuaciones de la Ecuación 4.3.8.

A continuación, la máxima deformación en la intersección ala-alma con A_1 ligado a la relación de aspecto y A_2 a la carga axial, cuantía de borde y los largos del muro, resulta

$$A = \beta_1 \frac{D}{RA^{\beta_2}} + \beta_3 (CA \cdot CBF)^{\beta_4} RL^{\beta_5} \quad (4.3.9)$$

donde RL es la relación adimensional entre los largos de ala y alma (LF/LW).

Finalmente, encontrando el mejor ajuste para B y C, el modelo para la deformación vertical del ala en tracción queda

$$DVFT = \left[\beta_1 \frac{D}{RA^{\beta_2}} + \beta_3 (CA \cdot CBF)^{\beta_4} RL^{\beta_5} \right] \left[1 + \beta_6 \left(e^{-\frac{x}{RA \frac{LW}{10}}} - 1 \right) \right] \quad (4.3.10)$$

donde x y LW están medidos en milímetros y los parámetros en forma adimensional.

Coefficiente	RA = 3	RA > 3
β_1	-1.000	-0.073
β_2	3.801	1.043
β_3	-0.025	-0.028
β_4	0.333	0.264
β_5	0.879	0.445
β_6	0.326	0.421

Tabla 4.2: Parámetros del modelo de la deformación vertical del ala en tracción (DVFT)

Como fue descrito anteriormente, la mayor diferencia entre los decaimientos, proviene del incremento en la relación de aspecto, impidiendo que el modelo capte la totalidad de los casos. Para ello, fue necesario distinguir entre muros chatos (RA 3) y aquellos más esbeltos, parámetros resumidos en la Tabla 4.2. Tomando la totalidad de las deformaciones a lo largo del ala, la Figura 4.3.5 muestra el error de la deformación vertical del ala en tracción analítica versus el modelo DVFT (Ec. 4.3.10). Los resultados generales del modelo DVFT indican bajas desviaciones estándar de los residuos (rmse) y promedios (mean) cercanos a 1. Finalmente, la Figura 4.3.6 compara la deformación analítica versus el modelo DVFT considerando derivas superiores a la primera fluencia del ala, prediciendo satisfactoriamente el perfil de deformación para los casos señalados.

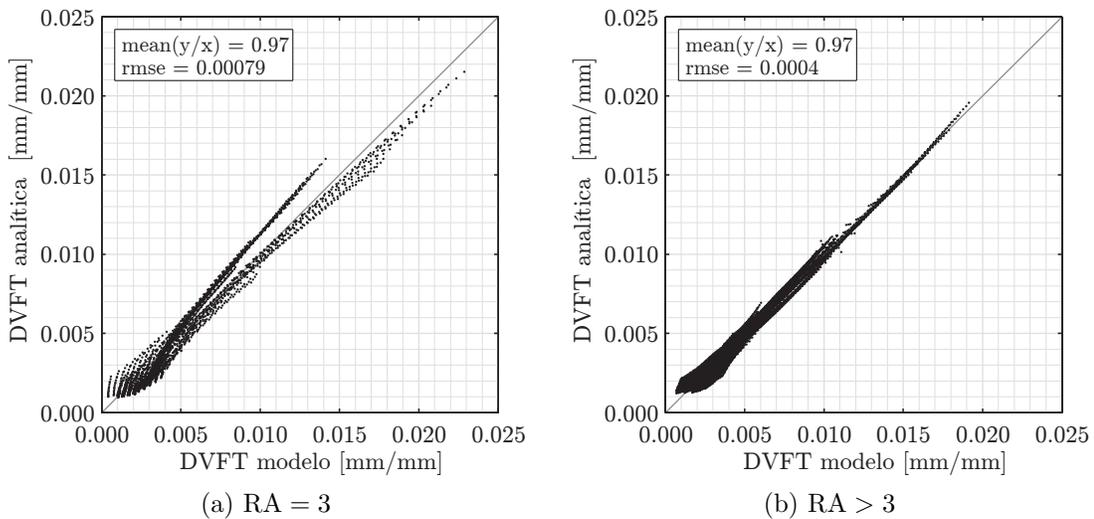
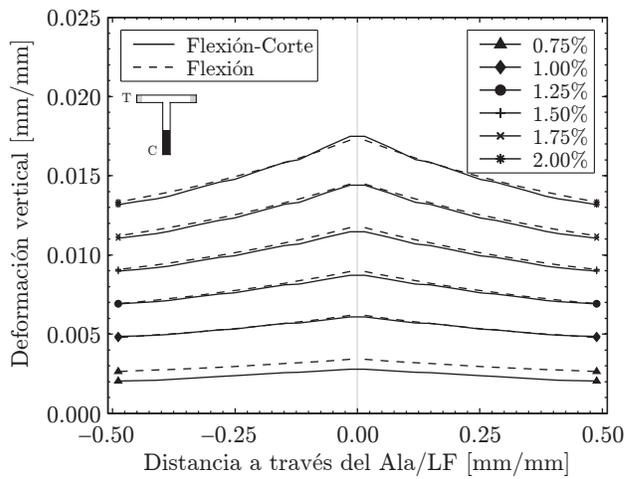
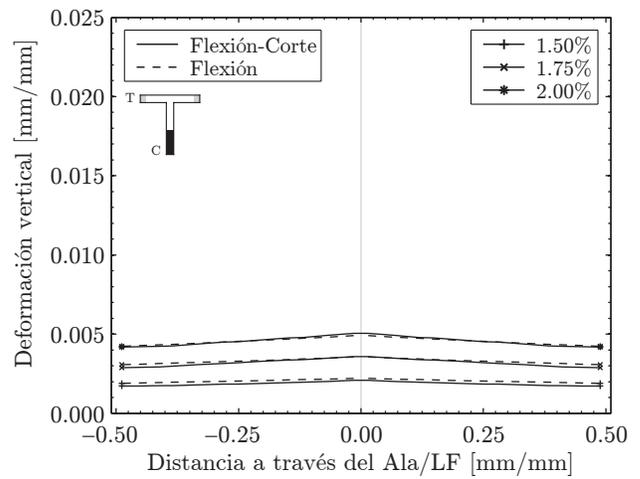


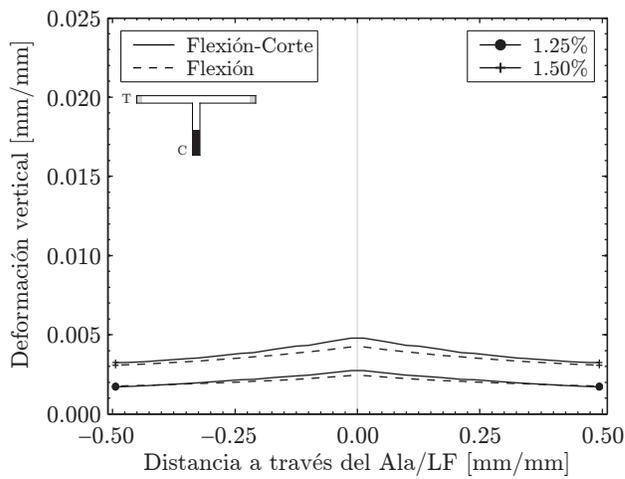
Figura 4.3.5: Error de la deformación vertical del ala en tracción con el modelo DVFT



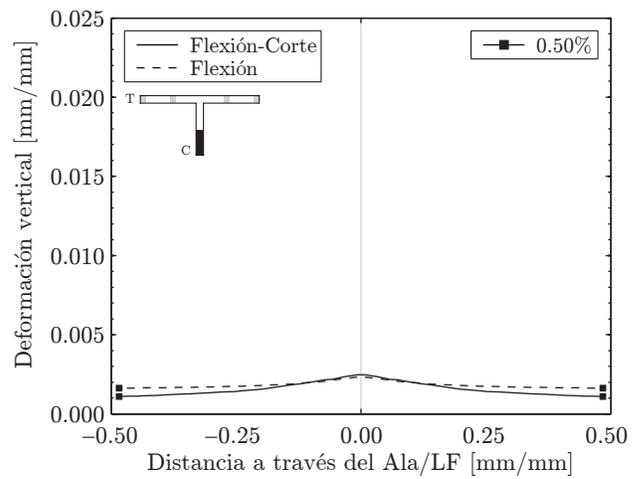
(a) T1: RA 6 - CA 7.5% - CBF 2%



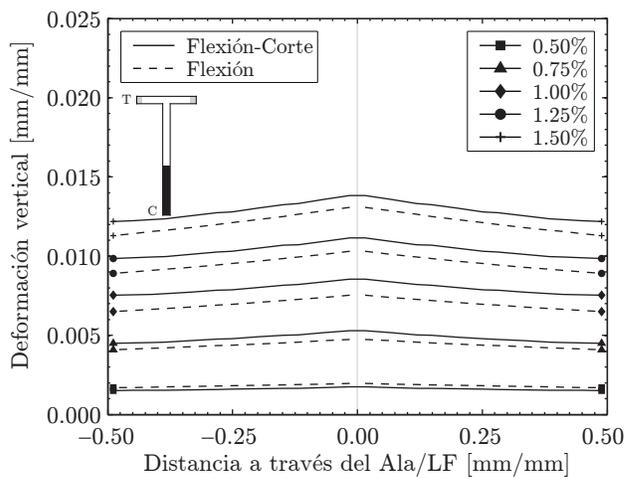
(b) T1: RA 12 - CA 7.5% - CBF 4%



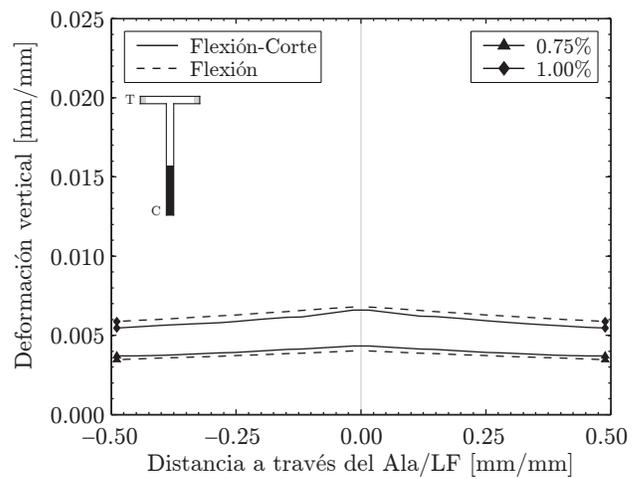
(c) T2A: RA 9 - CA 7.5% - CBF 2%



(d) T2B: RA 3 - CA 7.5% - CBF 2%



(e) T4: RA 6 - CA 7.5% - CBF 2%



(f) T4: RA 6 - CA 15% - CBF 2%

Figura 4.3.6: Perfil de deformación del ala en tracción del modelo DVFT contra los resultados analíticos

Validación experimental

Una aplicación inmediata del modelo DVFT, aparece en la Figura 4.3.7 que compara el perfil de deformación del muro TW2 (v. Figura 3.3.2(a2)) de Thomsen y Wallace [25]. Para las derivas indicadas, el DVFT asemeja el decaimiento hacia los bordes, no obstante, sobrestima el valor de la deformación en dichas zonas para derivas plásticas.

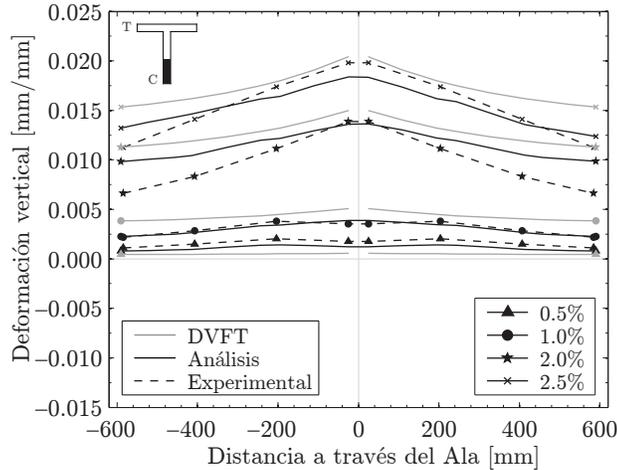


Figura 4.3.7: Perfil de deformación del ala en tracción del modelo DVFT contra los resultados experimentales medidos con LVDT's para TW2

4.3.2. Efecto del corte en las deformaciones basales

El perfil de deformación del alma ilustrado en la Figura 4.3.8, muestra que modelos bajo Hipótesis de Bernoulli subestiman el valor de la compresión en la fibra más extrema del alma, por otro lado, sobrestiman la tracción en la intersección ala-alma.

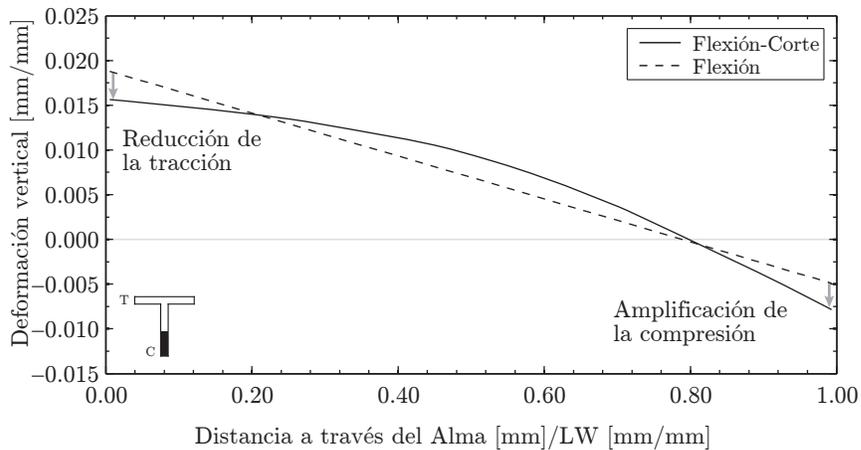


Figura 4.3.8: Reducción de la tracción y amplificación de la compresión en los modelos Flexión-Corte vs. Flexión

Para cuantificar el efecto del corte en la deformación axial, se define el factor de amplificación de la compresión (F_c) y el factor de reducción de la tracción (F_t) como

$$\varepsilon_{c,t_{F-C}} = F_{c,t} \varepsilon_{c,t_F} \quad (4.3.11)$$

donde $\varepsilon_{c,t_{F-C}}$ es la deformación máxima de compresión (c) o tracción (t) del modelo Flexión-Corte y ε_{c,t_F} la deformación máxima de compresión (c) o tracción (t) del modelo Flexión.

4.3.2.1. Factor de amplificación de la compresión

La Figura 4.3.9(a), muestra la deformación de compresión máxima del alma versus la deriva de techo para el muro T1 con RA 3 y RA 9 (CA 7.5 % - CBF 2 %). Por otra parte, la Figura 4.3.9(b) grafica la amplificación de cada caso. Asimismo, se indica la primera fluencia del ala, demostrando que las amplificaciones significativas (sobre el 10 %) ocurren posterior a este punto.

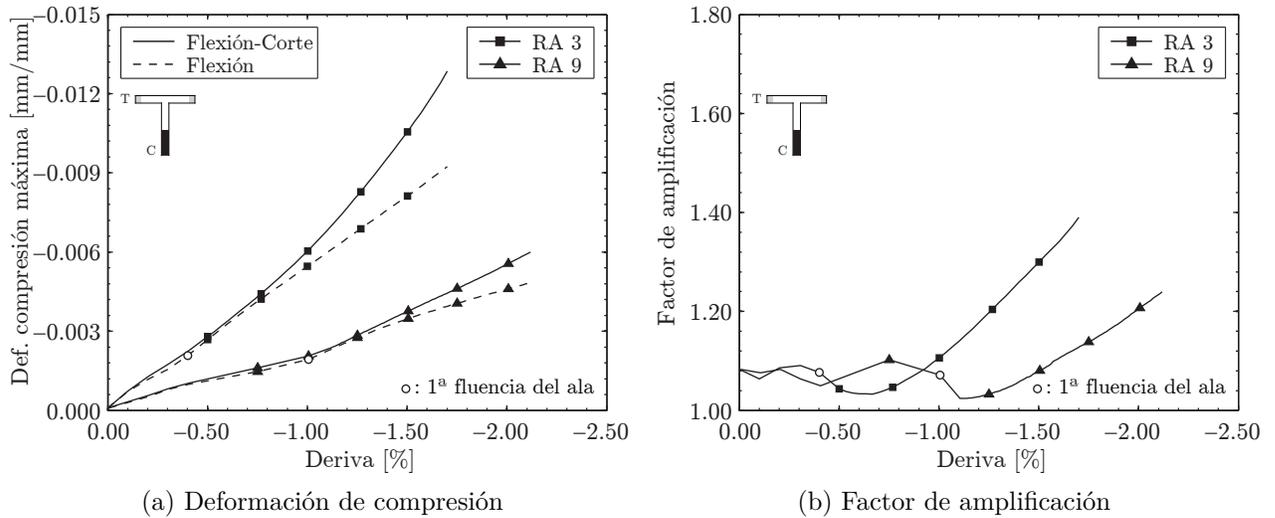


Figura 4.3.9: Deformación de compresión máxima del alma vs. deriva de techo y factor de amplificación de la compresión máxima vs. deriva de techo para T1 con RA 3 y RA 9

El incremento de las compresiones también es observada por Ahumada [4]. El autor, estima este factor de amplificación, con dos modelos analíticos en función de la deriva plástica (D) y los parámetros de diseño para muros rectangulares. Aplicando estos parámetros sobre el alma de los muros T, resulta

Modelo FC1:

$$F_c = 3.96D^{0.26}RA^{-0.42}CBW^{0.09} \left(\frac{l_g}{HW} \right)^{-0.22} \left(\frac{LCW}{LW} \right)^{-0.15} \quad (4.3.12)$$

donde l_g es el largo de calibre de la deformación.

Modelo FC2:

$$F_c = 9.69D^{0.29}RA^{-0.23} \quad (4.3.13)$$

donde el calibre empleado en este modelo simplificado, equivale a la altura mínima de respuesta estable (0.67 % a 3 % de la altura de muro).

La Figura 4.3.10, compara la deformación de compresión con el Modelo FC1 y Modelo FC2, para la RA 3 y RA 9 del muro T1. Ambos modelos sobrestiman las compresiones, no obstante, el Modelo FC1 logra una mejor representación.

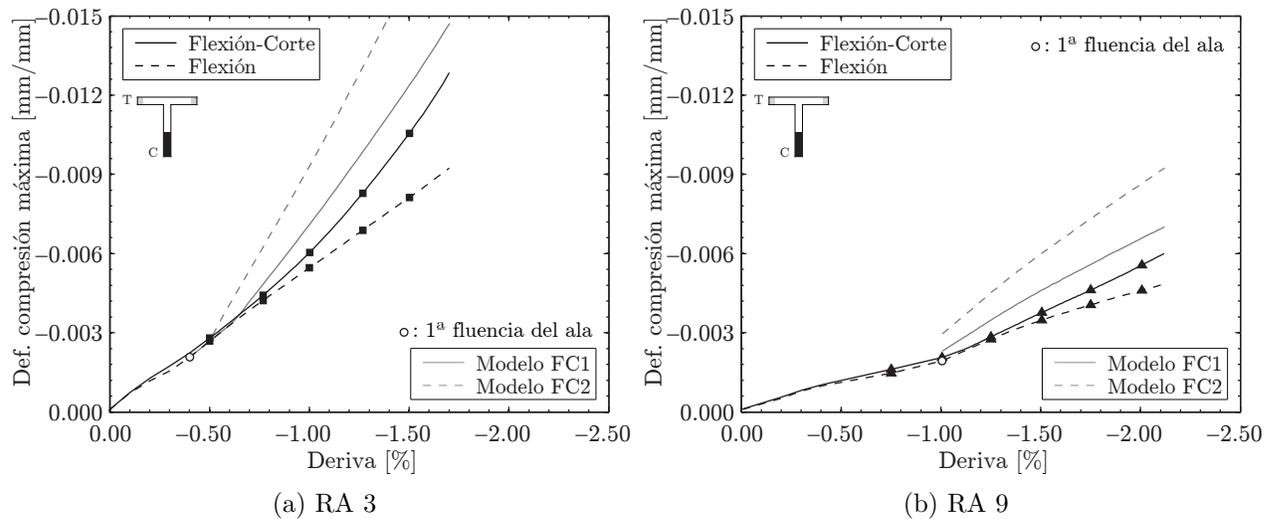


Figura 4.3.10: Deformación de compresión máxima del alma con el Modelo FC1 y Modelo FC2, para T1 con RA 3 y RA 9

A continuación, tomando la totalidad de los casos de la Tabla 4.3.10, a excepción de aquellos donde su ala no fluye, se encuentra que al aumentar la relación de aspecto, las amplificaciones disminuyen considerablemente, a su vez, el incremento en la longitud del ala tiene el mismo efecto. Finalmente, la Figura 4.3.11 registra las deformaciones de compresión analíticas (ε_{cF-C}), versus las calculadas con los Modelos FC1-FC2. Se observa que el Modelo FC1 posee mejor promedio (mean) y desviación estándar de los residuos (rmse). En cambio el Modelo FC2, que depende únicamente de la relación de aspecto y la deriva de techo, sobrestima las compresiones en un rango aceptable.

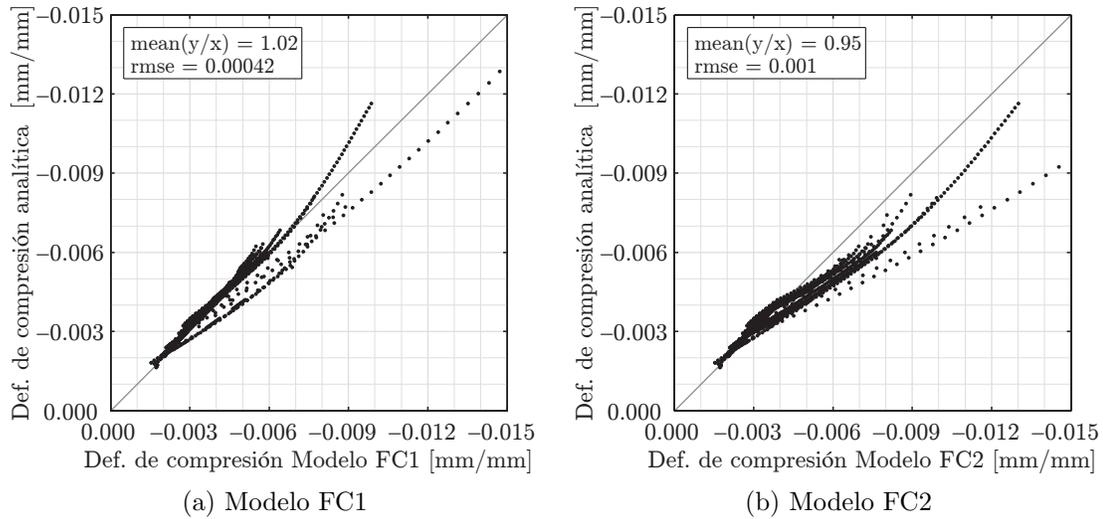


Figura 4.3.11: Error de la deformación de compresión máxima del alma con el Modelo FC1 y Modelo FC2 de Ahumada

4.3.2.2. Factor de reducción de la tracción

Como fue mencionado anteriormente, los modelos de Flexión-Corte presentan una reducción en la tracción del alma (v. Figura 4.3.8). Tomando nuevamente los casos con RA 3 y RA 9 del muro T1 (CA 7.5% - CBF 2%), la Figura 4.3.12(a) representa la deformación de tracción máxima del alma versus la deriva de techo y la Figura 4.3.12(b) el factor de reducción de la tracción entre el modelo Flexión y Flexión-Corte.

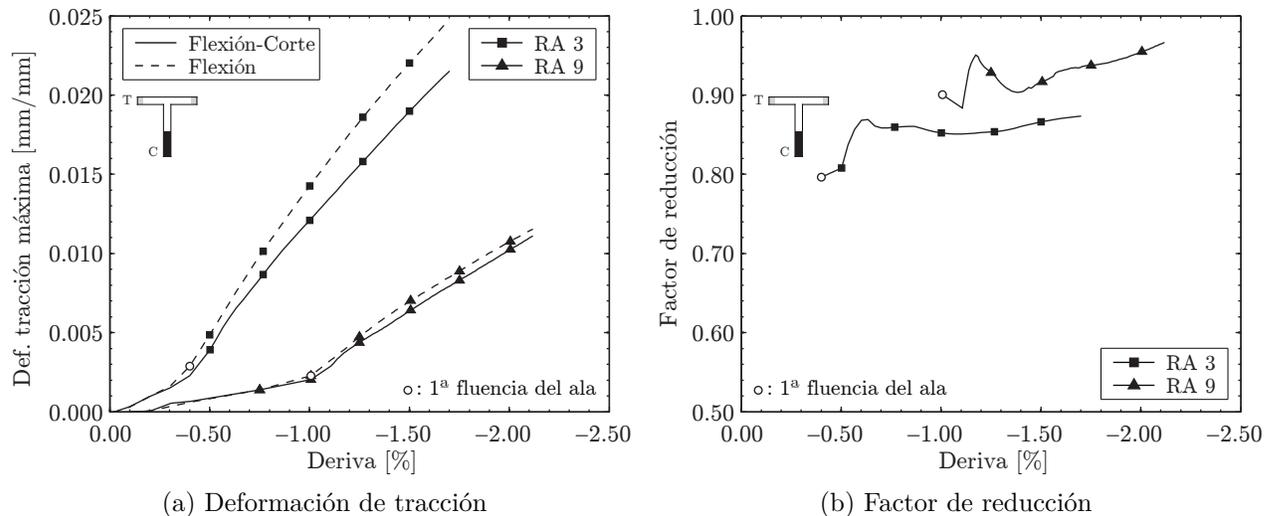


Figura 4.3.12: Deformación de tracción máxima del alma vs. deriva de techo y factor de reducción de la tracción máxima vs. deriva de techo, para T1 con RA 3 y RA 9

En los muros estudiados por Ahumada [4], también ocurre una disminución de las tracciones. Para representarla, calibra un modelo que depende únicamente de la relación de aspecto.

Modelo FT1:

$$F_t = 0.6RA^{-0.18} \tag{4.3.14}$$

donde el calibre equivale a la altura mínima de respuesta estable.

En base a este modelo, la Figura 4.3.13 compara las deformaciones de tracción versus la deriva de techo para el muro T1 con RA 3 y RA 9. En ambos casos, subestima conservadoramente la deformación del modelo Flexión-Corte.

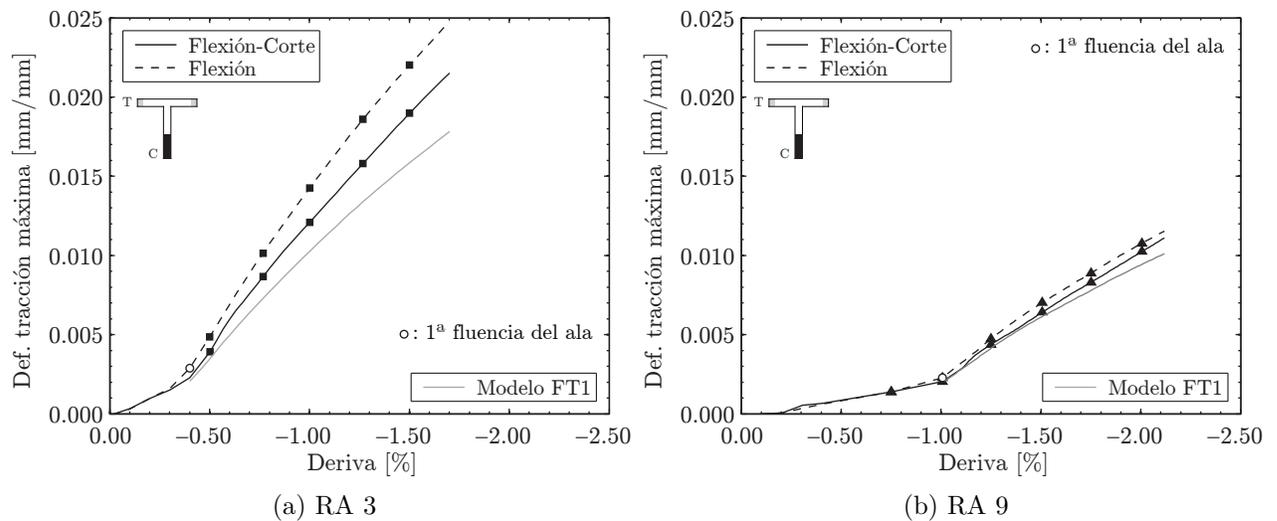


Figura 4.3.13: Deformación de tracción máxima del alma con el Modelo FT1, para T1 con RA 3 y RA 9

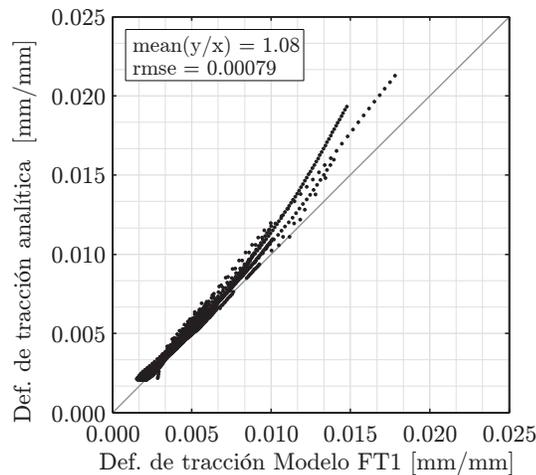


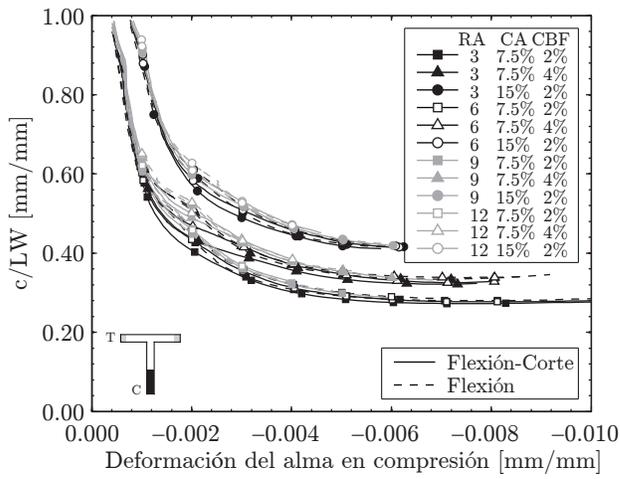
Figura 4.3.14: Error de la deformación de tracción máxima del alma con el Modelo FT1 de Ahumada

Luego, con los casos de estudio (v. Tabla 4.1), se concluye que medida que aumenta la relación de aspecto y el largo de las alas, la reducción de las tracciones disminuye rápidamente. Finalmente, el error general del Modelo FT1 (Fig. 4.3.14) entrega un promedio cercano a 1 y una baja desviación estándar de los residuos.

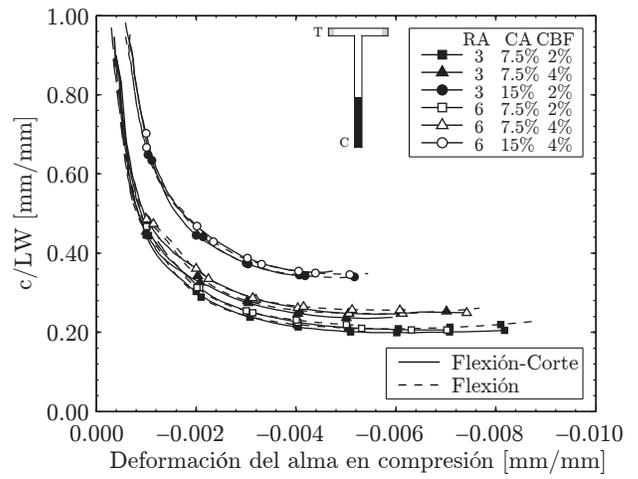
4.4. Profundidad de la línea neutra

La Figura 4.4.1 expone la profundidad de la línea neutra (c) normalizada por el largo del alma (LW). Los modelos de Flexión y Flexión-Corte reproducen una profundidad de la línea neutra similar para cada nivel de relación de aspecto, cargas axiales y cuantías. Pequeñas diferencias surgen previos del 2‰ de deformación, donde el modelo a Flexión genera mayores líneas neutras. En adición, la Figura 4.4.1 verifica el supuesto de no variación significativa en el rango de deformaciones típicamente observada en los muros (Wallace y Orakcal [29]), ya que la fibra neutra permanece constante para deformaciones sobre el 3‰. Otras observaciones para cada parámetro son:

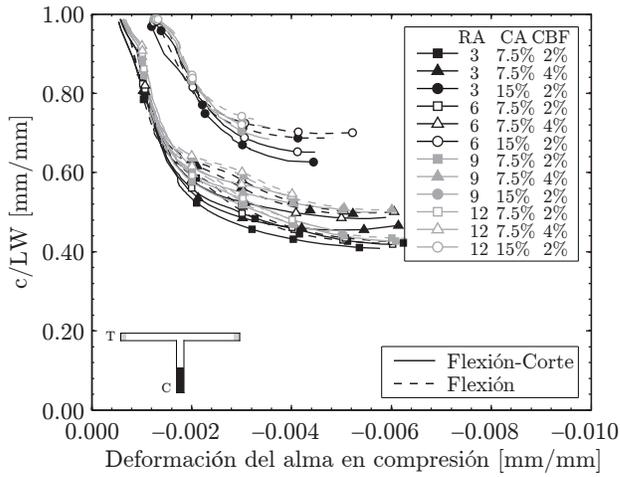
- Carga axial y cuantía de borde: al incrementar los valores de carga axial y de la cuantía de borde en las alas, la línea neutra aumenta acorde al equilibrio de fuerzas del análisis seccional. Por ejemplo, duplicando la carga axial en el muro T1 crece de $0.27LW$ a $0.4LW$ y a $0.33LW$ para el doble de cuantía.
- Cantidad de armadura de borde: para los casos T2B y T3B, la fibra neutra crece dada la mayor adición de armadura de borde distribuida a lo largo de las alas, entre el T2A y el T2B el aumento es de 10 % aproximadamente.
- Largo del ala: para largos mayores de ala, la línea neutra crece sobre $0.4LW$ para los T2 y $0.6LW$ para los T3. Aunque las cuantías permanezcan constantes, los muros con alas extensas presentan mayor cantidad de armadura distribuida. Por lo tanto, el alma reacciona incrementando la zona comprimida.
- Relación de aspecto: la variación en la relación de aspecto, manteniendo el resto de los parámetros constantes, no altera la profundidad del eje neutro que permanece casi invariable a medida que aumentan las deformaciones de compresión en el alma.



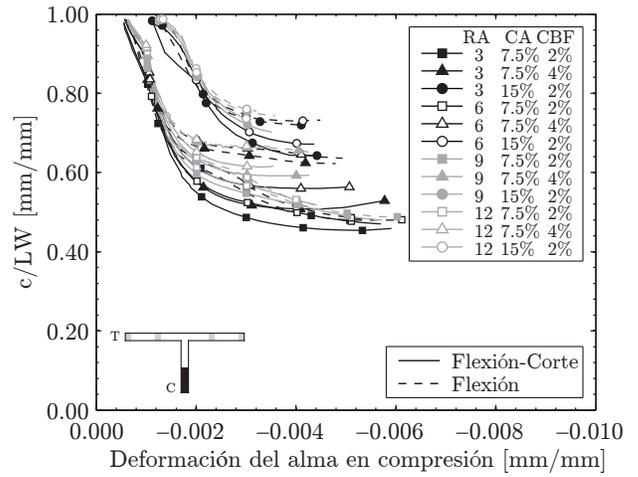
(a) T1



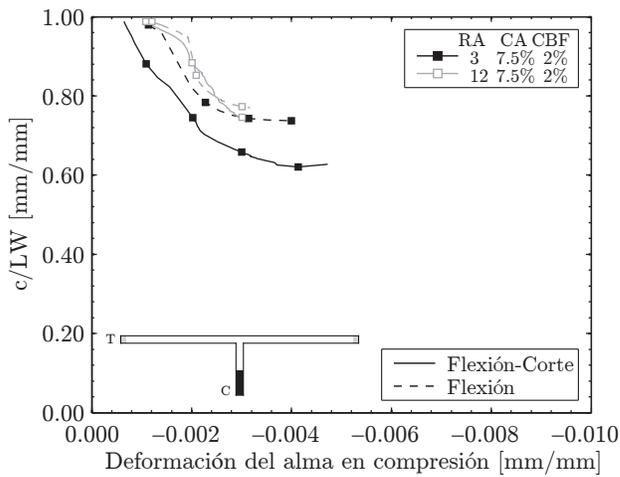
(b) T4



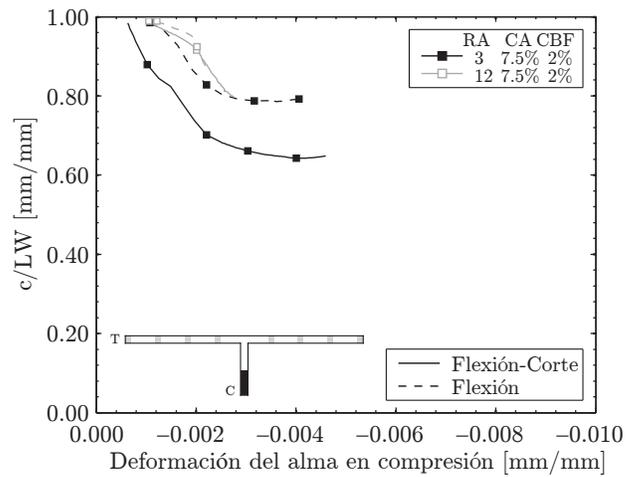
(c) T2A



(d) T2B



(e) T3A



(f) T3B

Figura 4.4.1: Profundidad de la línea neutra de los muros con sección T

Capítulo 5

Estimación del ancho efectivo

5.1. Ancho efectivo de Thomsen y Wallace

Como primer apronte, Thomsen y Wallace [25] calculan el ancho efectivo del muro TW2 como la tensión promedio de la armadura del ala, normalizada por la tensión de fluencia

$$b_{effexp} = \frac{\sum f_s A_b}{\sum A_s} L_f \quad (5.1.1)$$

donde f_s es la tensión en las barras longitudinales (barras #2 y #3), A_b el área de las barras (v. Tabla 3.1), f_y la tensión de fluencia del refuerzo (434[MPa] para las barras #2 y #3) y L_f el largo del ala del TW2 (1219[mm]). A partir de este trabajo, Wallace [28] indica que para una deriva de 1%, siendo H_w la altura del muro (3658[mm]), el ancho efectivo del ala en tracción, medido desde la cara del alma, es $1/6H_w$ pero $1/4H_w$ de forma conservadora. El ACI 318 considera esta última medida o la mitad de la distancia entre almas adyacentes (valor mínimo entre ambas).

Con la deformación vertical analítica del TW2 para el ala traccionada (Figura 3.3.2(a2)) y extrayendo la tensión de la curva tensión-deformación (Figura 3.2.2), es posible reproducir la Ecuación 5.1.1. La Figura 5.1.1 compara anchos efectivos experimentales versus los analíticos. En la Figura 5.1.1(a), el ancho efectivo está medido desde la cara del alma, donde para una deriva de 1%, el ancho corresponde a $\sim 1/6H_w$. En cambio, en la Figura 5.1.1(b) el ancho efectivo se calcula sobre el largo del ala, cuyo valor límite es L_f . Para niveles superiores a 0.75% de deriva, el ancho sobrepasa el largo del ala, por lo tanto, el ala es completamente efectiva. En síntesis, este procedimiento analítico entrega resultados satisfactorios, con diferencias conservadores cercanas a 10%.

Es importante mencionar que las derivas de los resultados empíricos de Thomsen y Wallace [25], no contienen los descuentos por el movimiento del pedestal, ni la deformación por penetración, por lo tanto, los anchos efectivos experimentales se reducen a los niveles reales de desplazamiento.

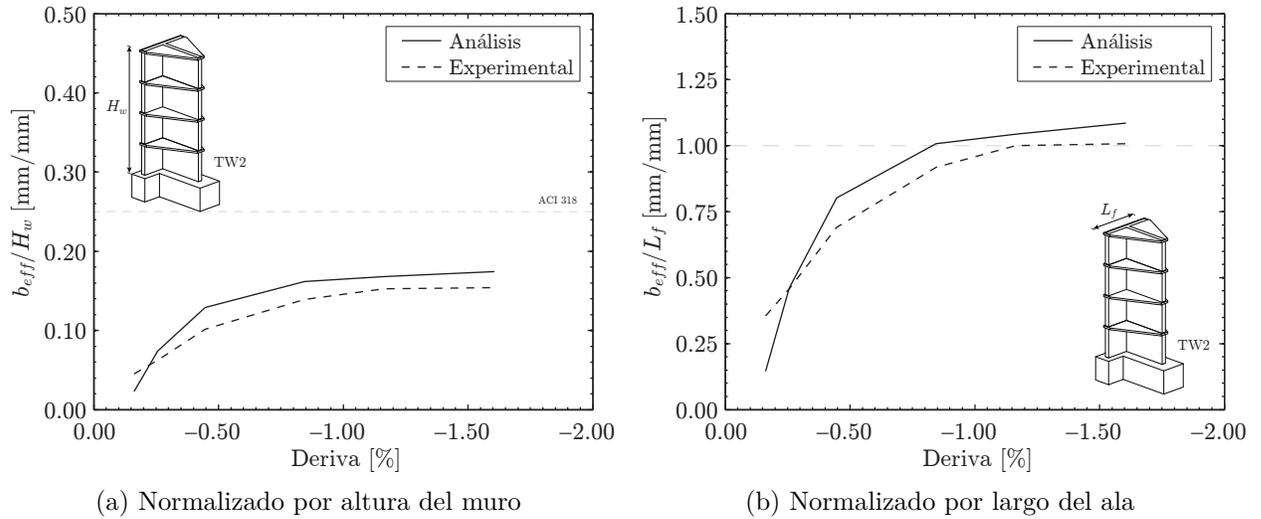


Figura 5.1.1: Ancho efectivo analítico vs. experimental de la Ec. 5.1.1 de Thomsen y Wallace

5.2. Ancho efectivo con tensiones promedio

En base al cálculo de la tensión promedio a lo largo del ala, se propone la siguiente expresión

$$b_{eff} = \frac{\sum f_i w_i}{\max(f_{fw})} \quad (5.2.1)$$

donde f_i es la tensión del punto de cuadratura i derivada del gráfico tensión deformación (Figura 4.1.3 o modelo DVFT), w_i el ancho y f_{fw} la tensión máxima del ala (intersección ala-alma). A diferencia de la Ecuación 5.1.1, se normaliza por la tensión máxima del ala, puesto que por f_y , se generan tensiones mínimas previas a la fluencia y mayores a la unidad en postfluencia.

A continuación, se analizan los parámetros ancho de muro (T), altura de muro (HW) y largo de ala (LF) para los casos con carga axial de 7.5% y cuantía de borde del ala de 2%. Puesto que los muros T3A y T3B no alcanzan la deriva de fluencia, son excluidos del análisis. Por otra parte, los anchos efectivos calculados consideran una sobrerresistencia, que para deformaciones del 2% de la deriva de techo, no sobrepasa en un 20% de f_y para un endurecimiento de 2.5% postfluencia.

Parámetro ancho de muro

La Figura 5.2.1 muestra el ancho efectivo b_{eff} (medido desde la cara del alma) normalizado por el espesor del muro T (30[cm]) para las distintas relaciones de aspecto. Claramente, los muros T1 y T4 cumplen con el límite de 6T de la Norma Japonesa [5], no obstante, los muros con alas más extensas sobrepasan este valor, llegando a niveles postfluencia entre 9T y 13T, equivalentes a la totalidad de un ala. A partir de la primera fluencia del ala, ocurre un rápido incremento del ancho efectivo.

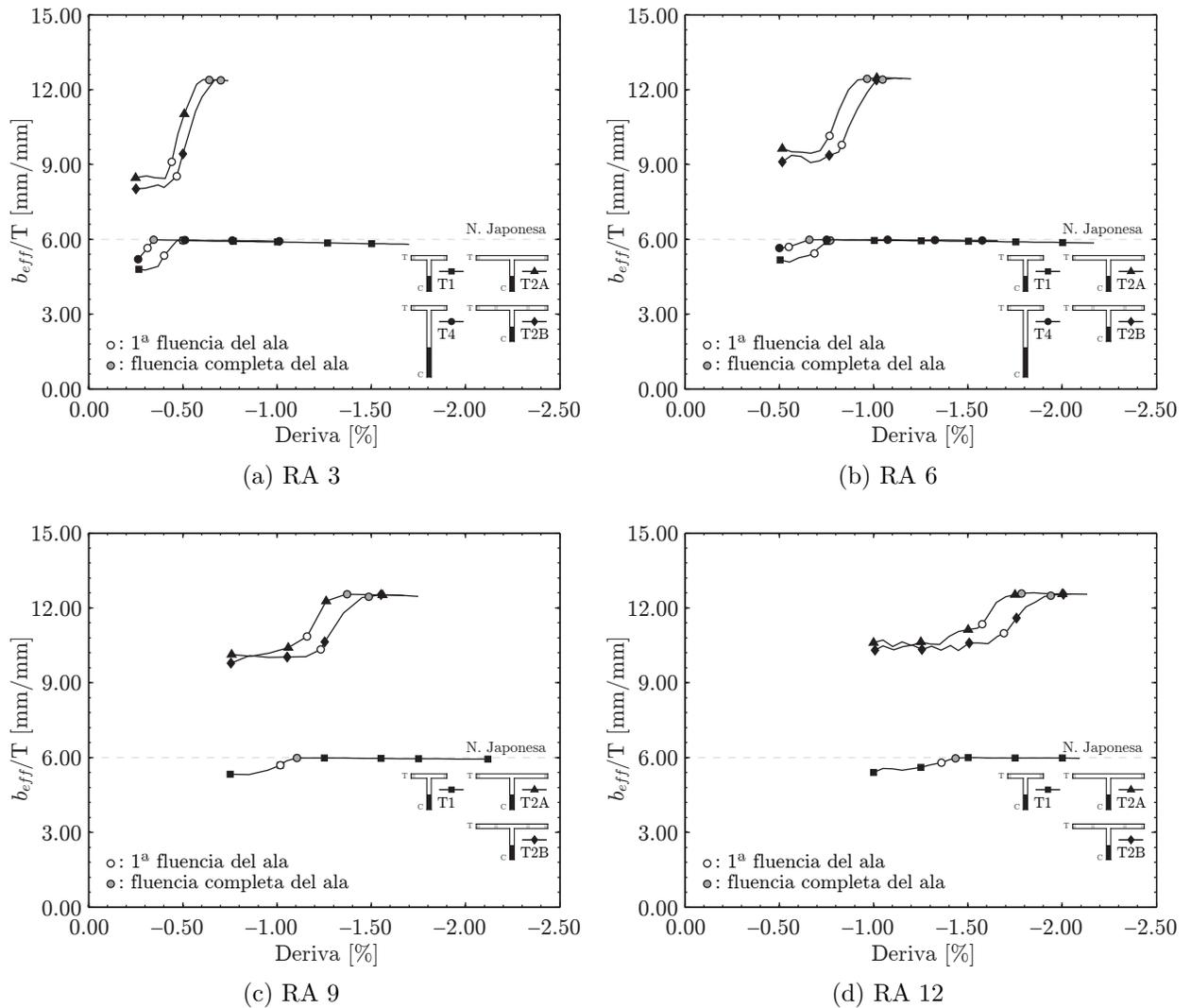


Figura 5.2.1: Ancho efectivo normalizado por el espesor en función de la relación de aspecto para muros con sección T

Parámetro altura de muro

En la Figura 5.2.2, al normalizar el ancho efectivo (medido desde la cara del alma) por la altura (HW), el ACI 318 supera el límite para los casos con relación de aspecto mayores a 6. Situación esperable puesto que para muros con elevaciones importantes, un 25% de la altura abarca el ala completa. Para los chatos (RA 3), el ancho efectivo para el T2A y T2B excede el valor propuesto por el código, llegando a un tercio de la altura para una deriva de 0.6%. Por otra parte, como la deformación a lo largo del ala se torna horizontal para mayores relaciones de aspecto, es evidente que el parámetro HW tiene una nula incidencia en el ancho efectivo.

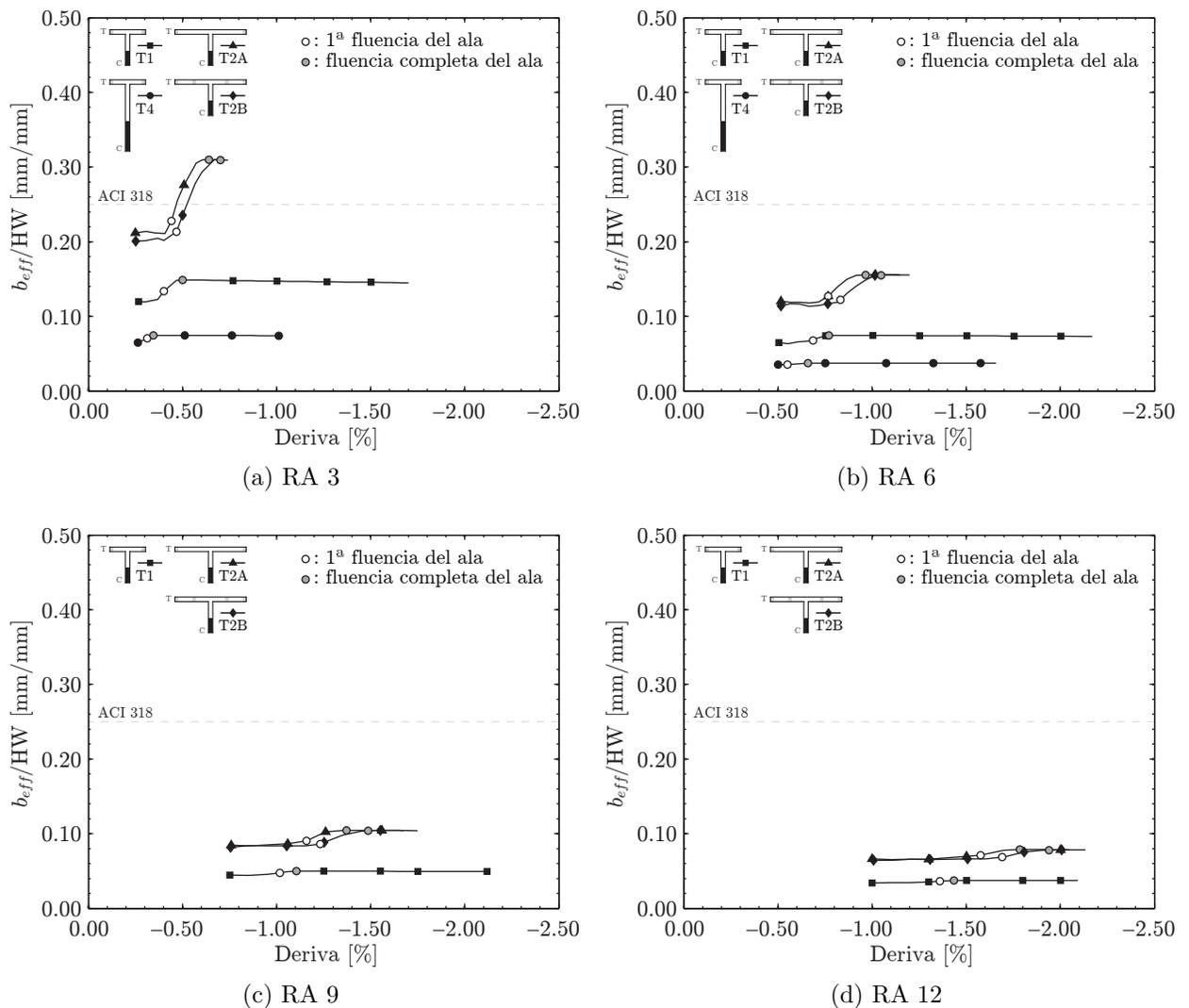


Figura 5.2.2: Ancho efectivo normalizado por la altura del muro en función de la relación de aspecto para muros con sección T

Parámetro largo de ala

La Figura 5.2.3 exhibe el ancho efectivo normalizado por el largo total del ala (LF). En todos los casos, existe un rápido incremento del ancho efectivo desde la primera fluencia del ala. Asimismo, las derivas de fluencia aumentan conforme al incremento en la relación de aspecto, por ejemplo, 0.5% para RA 3 comparado con 1.5% para RA 12, generando extensos rangos lineales previos a la plastificación de muros más esbeltos.

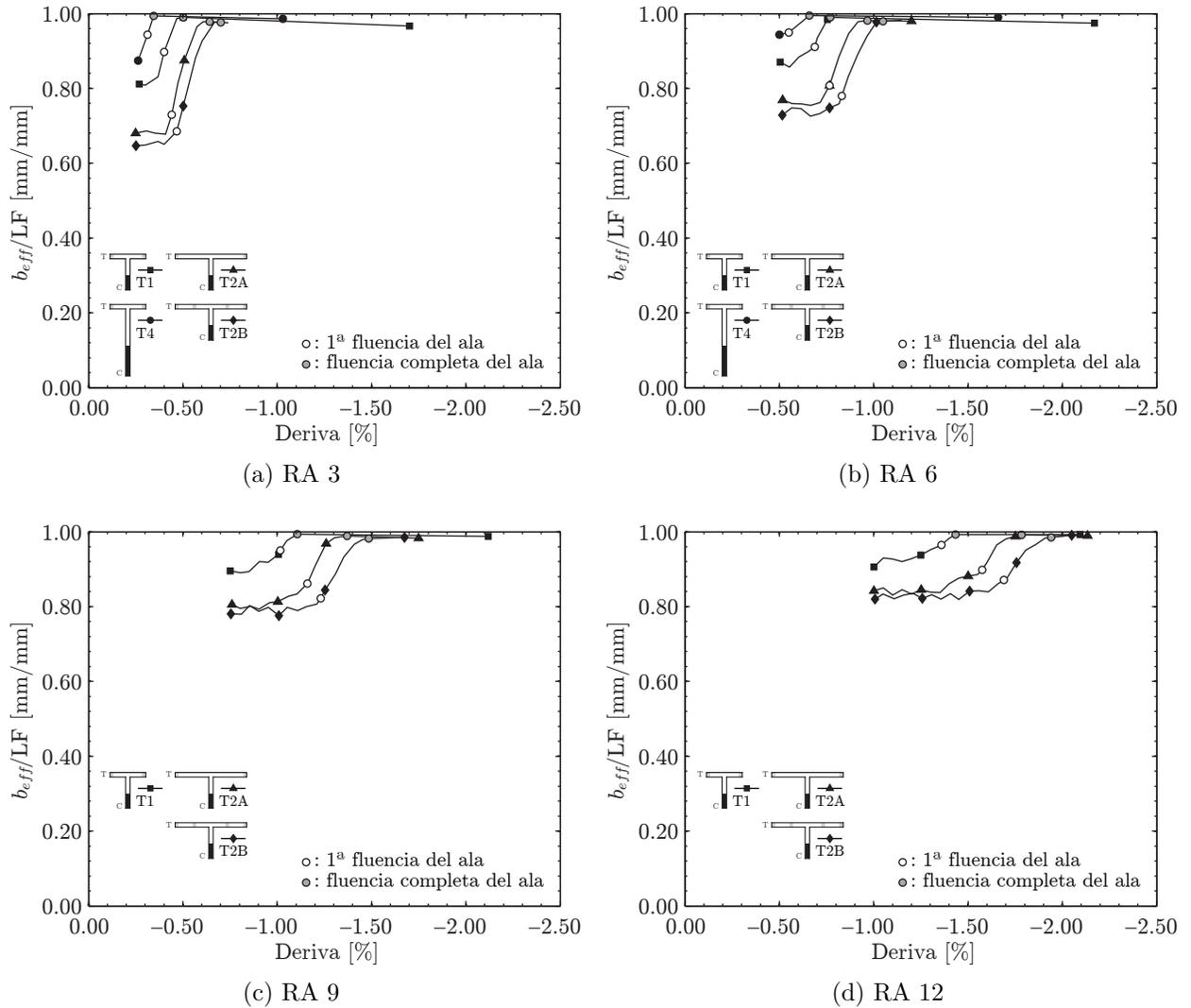


Figura 5.2.3: Ancho efectivo normalizado por el largo del ala en función de la relación de aspecto para muros con sección T

Analizando los otros parámetros de interés, se observa:

- Carga axial y cuantía de borde: la Figura 5.2.4 compara los anchos efectivos normalizados por el largo del ala para el T1 y T2A, en función de la carga axial y la cuantía de borde. El incremento de ambas parámetros genera una disminución despreciable en los anchos efectivos (10 % aproximadamente).
- Cantidad de armadura de borde: en la Figura 5.2.4 las deformaciones en el muro con armadura longitudinal concentrada en los bordes (T2A), decaen rápidamente hacia los extremos y superan a las de T2B para una deriva dada, provocado anchos efectivos con diferencias de hasta un 10 %.
- Largo del alma: en la Figura 5.2.3(a)-(b) se observa que el aumento en el largo del alma (T1 y T4) no varía significativamente el ancho efectivo, apenas un 8 % de reducción para el T4.

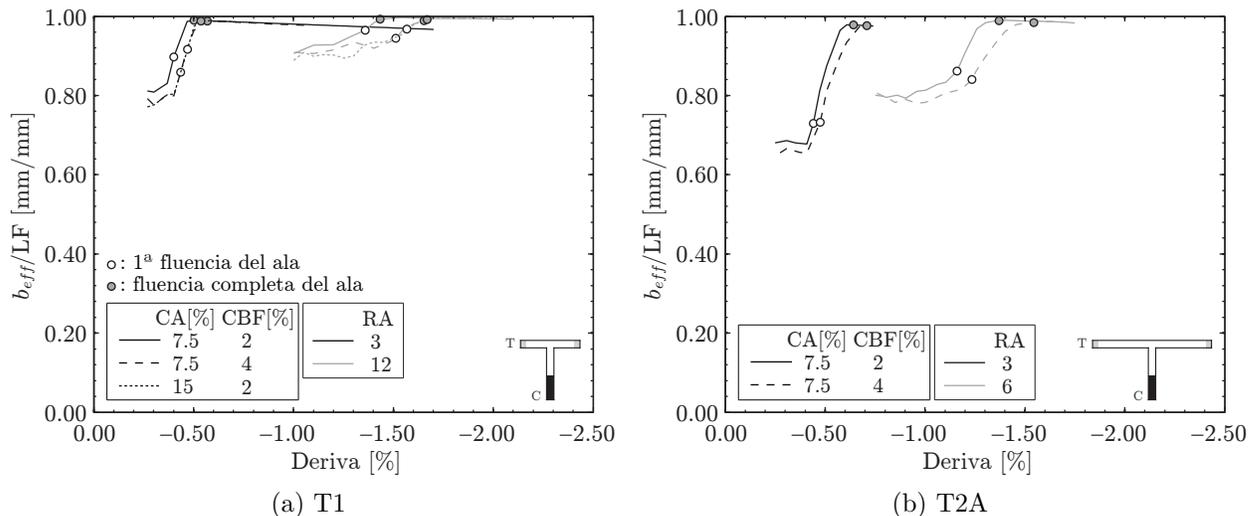
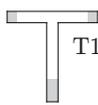
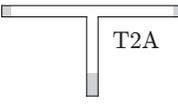
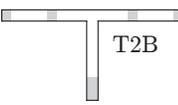
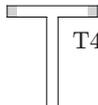


Figura 5.2.4: Ancho efectivo normalizado por el largo del ala en función de la cuantía de borde y la carga axial para muros con sección T

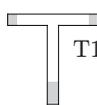
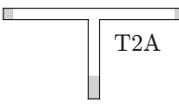
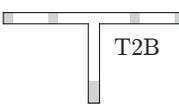
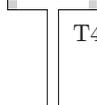
Si el valor de b_{eff} alcanza los elementos de borde en los extremos, en términos prácticos, no conviene excluir parte de esa armadura confinada. Por ejemplo, el muro T2A llega a $0.92LF$ a 1.25% de deriva para una relación de aspecto 9 (Fig. 5.2.3 (c)) pero como los elementos de borde comienzan a partir de $0.90LF$, el ala es totalmente efectiva. Considerando este último criterio, la Tabla 5.1 resume los valores finales de los anchos efectivos, en función del largo del ala, donde

- Caso (1): CA 7.5 % - CBF 2 %
- Caso (2): CA 7.5 % - CBF 4 %
- Caso (3): CA 15 % - CBF 2 %

La abreviatura T.E. indica que el ala es totalmente efectiva.

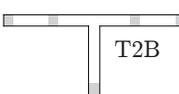
Muro	Caso	Deriva lateral [%]						
		0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
 T1	(1)	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	-	-
	(2)	T.E.	T.E.	T.E.	-	-	-	-
	(3)	T.E.	-	-	-	-	-	-
 T2A	(1)	0.86LF	-	-	-	-	-	-
	(2)	0.79LF	-	-	-	-	-	-
	(3)	-	-	-	-	-	-	-
 T2B	(1)	0.75LF	-	-	-	-	-	-
	(2)	0.64LF	-	-	-	-	-	-
	(3)	-	-	-	-	-	-	-
 T4	(1)	T.E.	T.E.	T.E.	-	-	-	-
	(2)	T.E.	T.E.	-	-	-	-	-
	(3)	T.E.	-	-	-	-	-	-

(a) RA 3

Muro	Caso	Deriva lateral [%]						
		0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
 T1	(1)	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.
	(2)	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	-	-
	(3)	T.E.	T.E.	T.E.	-	-	-	-
 T2A	(1)	0.77LF	0.79LF	T.E.	-	-	-	-
	(2)	0.74LF	0.74LF	T.E.	-	-	-	-
	(3)	-	-	-	-	-	-	-
 T2B	(1)	0.73LF	0.74LF	T.E.	-	-	-	-
	(2)	0.69LF	0.70LF	0.82LF	-	-	-	-
	(3)	-	-	-	-	-	-	-
 T4	(1)	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	-	-
	(2)	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	-	-
	(3)	T.E.	T.E.	-	-	-	-	-

(b) RA 6

Tabla 5.1: Resumen anchos efectivos por relación de aspecto

Muro	Caso	Deriva lateral [%]						
		0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
 T1	(1)	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.
	(2)	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.
	(3)	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	-
 T2A	(1)	0.81LF	0.81LF	0.81LF	T.E.	T.E.	-	-
	(2)	0.80LF	0.80LF	0.80LF	0.86LF	T.E.	-	-
	(3)	-	-	-	-	-	-	-
 T2B	(1)	0.80LF	0.80LF	0.80LF	0.84LF	T.E.	-	-
	(2)	0.77LF	0.77LF	0.77LF	0.77LF	-	-	-
	(3)	-	-	-	-	-	-	-

(c) RA 9

Muro	Caso	Deriva lateral [%]						
		0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
 T1	(1)	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.
	(2)	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.
	(3)	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.	T.E.
 T2A	(1)	0.86LF	0.86LF	0.86LF	0.86LF	0.88LF	T.E.	T.E.
	(2)	0.74LF	0.83LF	0.83LF	0.83LF	0.83LF	T.E.	T.E.
	(3)	-	-	-	-	-	-	-
 T2B	(1)	0.81LF	0.81LF	0.81LF	0.82LF	0.84LF	T.E.	T.E.
	(2)	0.81LF	0.81LF	0.81LF	0.81LF	0.81LF	0.82LF	-
	(3)	-	-	-	-	-	-	-

(d) RA 12

Tabla 5.1: Resumen de los anchos efectivos por relación de aspecto (Cont.)

Capítulo 6

Casos especiales

Hasta el momento, los análisis previos han acotado los muros con sección transversal T, tanto en su geometría como en la distribución del refuerzo a lo largo del ala. Extendiendo el estudio a muros con otras secciones geométricas, se analizan dos casos:

- Muro C1: sección canal con 12[m] de ala y dos almas de 4[m] cada una (Fig. 6.0.1(a)). Las armaduras y el área de la sección equivale al muro T3A, pero sin cuantía en la intersección ala-alma ($CT = 0$) y con un alma del doble de ancho. Este muro se indica como T3C y servirá únicamente como comparación del comportamiento global.
- Muro TC1: sección compuesta entre un muro con sección T y un muro canal (Fig. 6.0.1(b)), con dos “cachos” de 2[m] cada uno, donde las dimensiones y refuerzos derivan del muro T2B. Por otra parte, la relación de aspecto se toma con el alma central de 4[m].

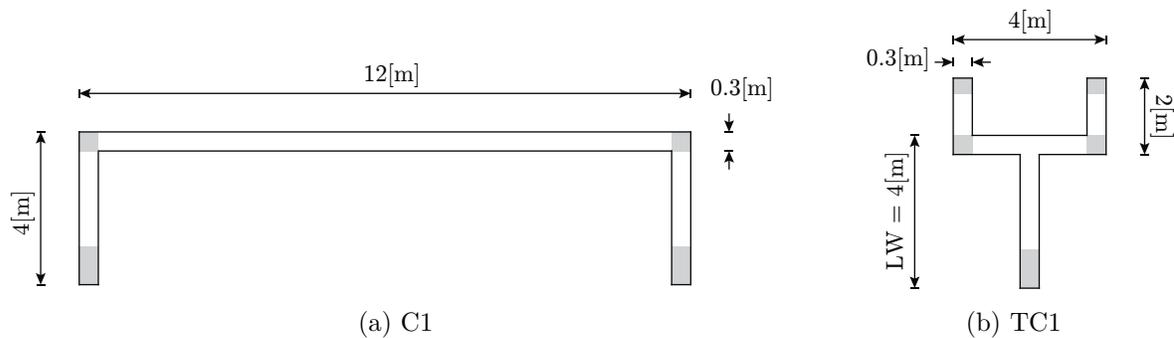


Figura 6.0.1: Secciones geométricas de los muros con sección canal y compuesta

La Tabla 6.1 resume los parámetros de modelación del muro C1 y TC1. Ambos casos fueron sometidos a una carga axial de 7.5% y cuantía de borde del ala del 2%.

id	RA [m/m]	CA [%]	CBF [%]	LF [m]	LW [m]	HW [m]
1	3	7.5	2	12	4	12
2	12	7.5	2	12	4	48

(a) C1

id	RA [m/m]	CA [%]	CBF [%]	LF [m]	LW [m]	HW [m]
1	3	7.5	2	4	4	12
2	12	7.5	2	4	4	48

(b) TC1

Tabla 6.1: Parámetros de modelación de los muros con sección canal y compuesta

6.1. Comportamiento global

La Figura 6.1.1 compara la carga lateral/ A_g versus la deriva de techo para los muros C1 y TC1. En la La Figura 6.1.1(a) se observa que los muros C1 y T3C tienen una capacidad similar, con un aumento de resistencia cercano al 10% para el T3C. Para el muro TC1, la Figura 6.1.1(b) muestra que el cambio en la sección, de T2B a TC1, genera mayor resistencia. Además, tal como en el resto de los muros, el modelo bajo Hipótesis de Bernoulli provoca un aumento de la capacidad en muros chatos, en cambio, para muros esbeltos las diferencias son menores al 2%.

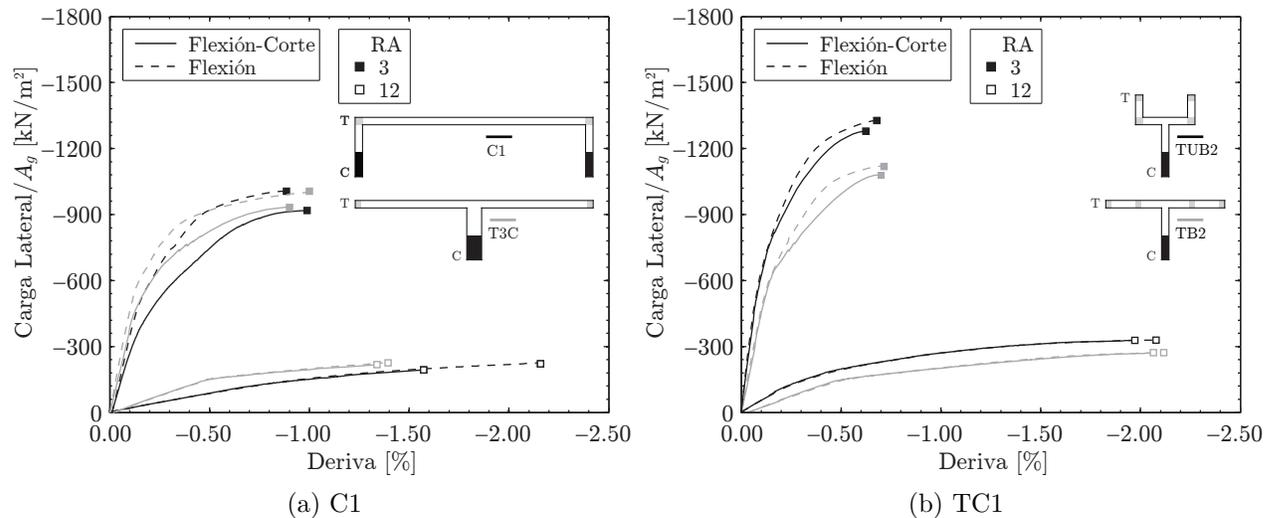


Figura 6.1.1: Carga lateral/ A_g vs. deriva de techo de los muros con sección canal y compuesta

6.2. Perfil de deformaciones

El perfil de deformación en el ala traccionada para el muro canal (Fig. 6.2.1(a1) y Fig. 6.2.1(b1)), indica que para una relación de aspecto baja, la deformación vertical disminuye rápidamente desde los extremos, hacia el centro del muro. Para el caso más esbelto, las deformaciones del modelo Flexión-Corte permanecen horizontales en la mayor parte del tramo, tal como el modelo a Flexión. Por otra parte, a diferencia de los muros con sección T, los muros canal presentan una mínima amplificación en las compresiones.

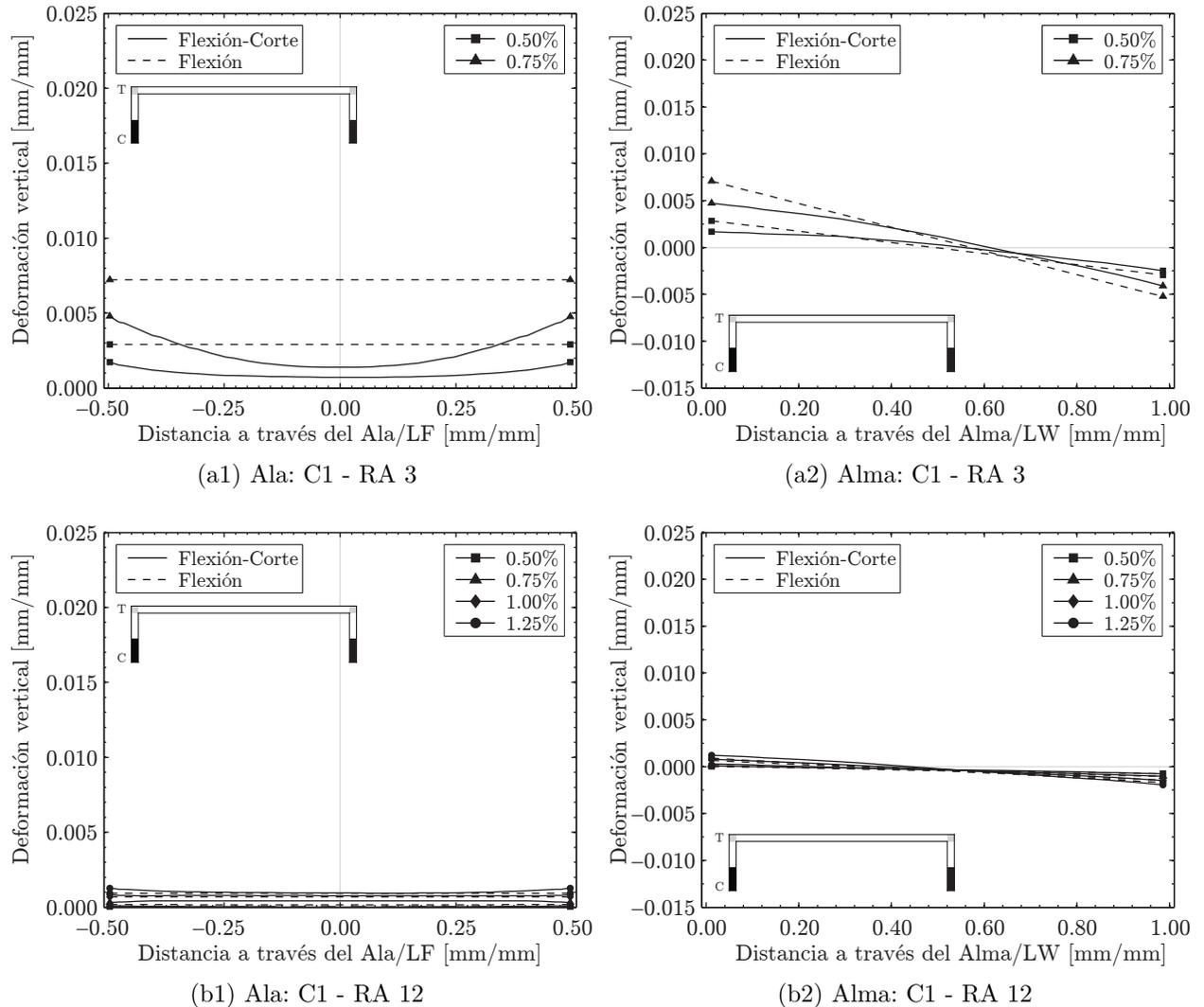


Figura 6.2.1: Perfil de deformación de los muros con sección canal para CA 7.5% - CBF 2%

Para el muro TC1, la Figura 6.2.2(a1) muestra que la deformación decae rápidamente desde la intersección ala-alma hacia los extremos. Por su parte, la Figura 6.2.2(a2) grafica la distribución a lo largo del alma central con $LW = 4[m]$ (zona positiva) y del “cacho” de $2[m]$ (zona negativa). Como era de esperar, la deformación del modelo Flexión es lineal desde el “cacho” hasta el alma, en cambio, en el modelo Flexión-Corte decrece en el encuentro cacho-ala, acorde a la disminución de la deformación en los extremos del ala.

El factor de amplificación de la compresión máxima, es despreciable (inferior al 10%) para ambos muros. Por otra parte, la reducción en la tracción ocurre únicamente en el muro canal con RA3. En los bordes, el factor F_t es cercano a 1.25 para una deriva de 0.75%, pero en el centro supera el 80%, sin embargo, dicha zona está armada con cuantía mínima de refuerzo.

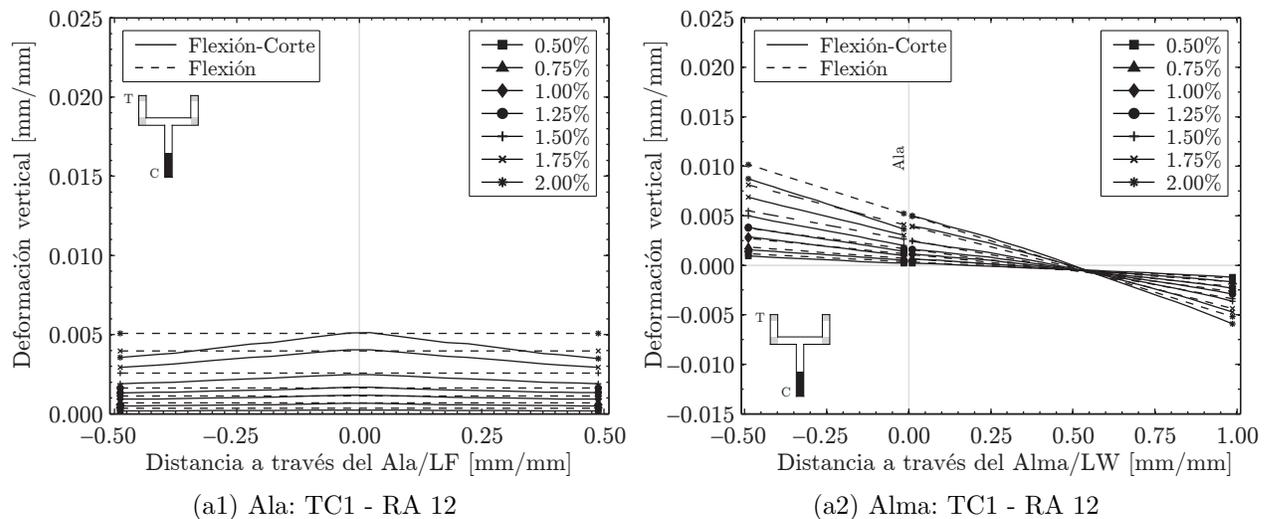


Figura 6.2.2: Perfil de deformación de los muros con sección compuesta para CA 7.5% - CBF 2%

6.3. Profundidad de la línea neutra

Las líneas neutras de la Figura 6.3.1, exhiben las mismas características que en los muros con sección T, es decir, permanecen invariables para deformaciones superiores al 3‰, con mínimas diferencias entre los modelos de Flexión y Flexión-Corte, para relaciones de aspecto altas. En muros chatos, los modelos a flexión pura sobrestiman la profundidad del eje neutro en un 10% para deformaciones postfluencia.

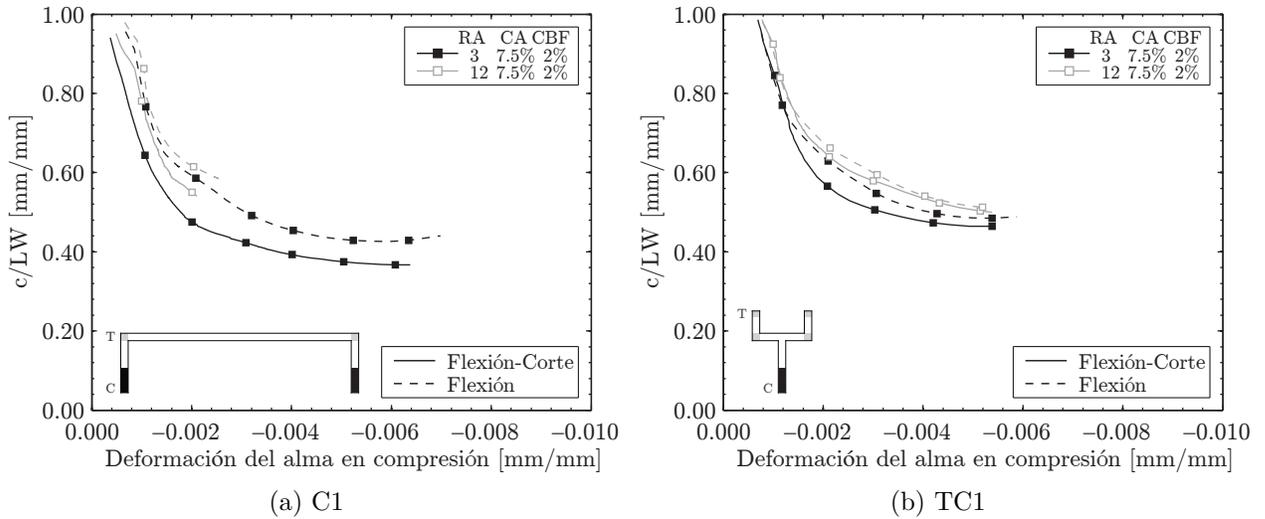


Figura 6.3.1: Profundidad de la línea neutra de los muros con sección canal y compuesta

6.4. Ancho efectivo

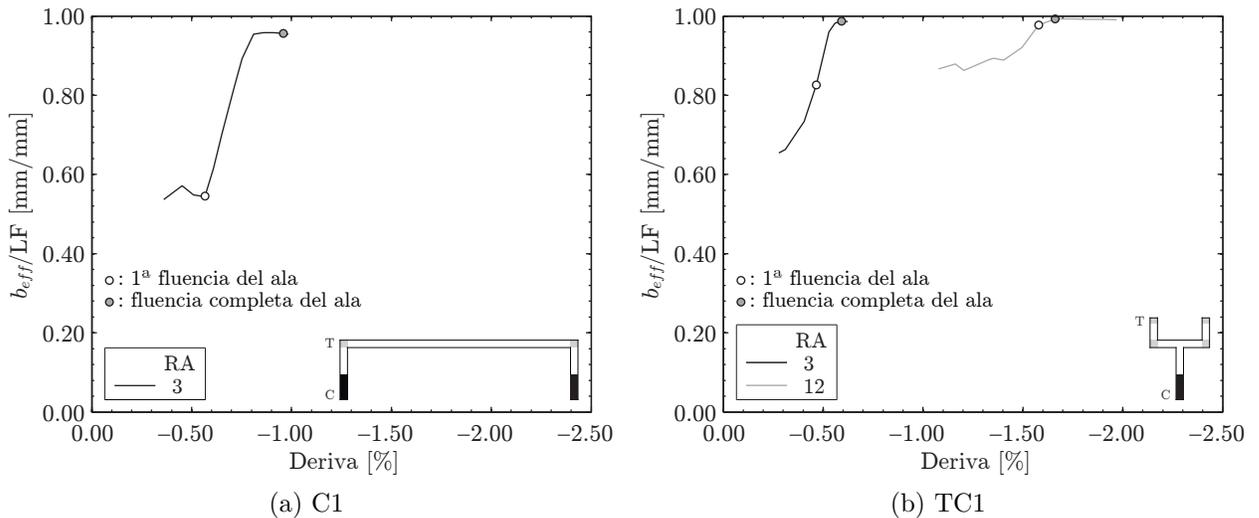


Figura 6.4.1: Ancho efectivo normalizado por el largo del ala para muros con sección canal y compuesta

La Figura 6.4.1 grafica el ancho efectivo (Ec. 5.2.1) normalizado por el largo del ala (LF). El muro canal muestra únicamente el ancho para una relación de aspecto 3, puesto que para 12 no alcanza a fluir. El bajo nivel de deformación vertical en el centro del ala para el muro canal, indica que a partir de la deriva de fluencia, cercana a 0.6 %, puede tomarse un ancho efectivo del 60 % del ala. En cambio, el muro TC1 exhibe un comportamiento similar a los con sección T, donde el ancho efectivo crece rápidamente a partir de la fluencia del centro del ala.

Capítulo 7

Conclusiones

El método de secciones planas, resulta una herramienta matemática útil para el modelamiento de estructuras de materiales compuestos, como el hormigón armado, dado que al considerar adherencia completa entre el acero y el hormigón, quedan definidas las deformaciones en la sección transversal de cualquier punto de la fibra. No obstante, ésta y otras hipótesis de diseño, pueden verse cuestionadas al extender los análisis en estructuras de mayor complejidad. Para ello, este estudio analítico, tuvo como principal objetivo la verificación de la Hipótesis de Bernoulli y la estimación del ancho efectivo en muros con secciones transversales compuestas. Adicionalmente, como objetivos secundarios destacan: encontrar el rango de validez de la Hipótesis de Bernoulli, analizar la influencia del ancho efectivo de las alas y finalmente, indicar recomendaciones para el diseño.

Cada muro de hormigón armado es implementado en elementos finitos con el framework, SAFE-TB, desarrollado por Rojas [21] en MATLAB [24], capaz de modelar estructuras tridimensionales de alta complejidad. Incorpora la no linealidad de los materiales, donde el acero se considera como una capa de material homogéneo dispuesta entre las capas de hormigón. Producto del agrietamiento del hormigón sometido a tracción, los esfuerzos son modelados con una relación tensión-deformación promedio del acero en las cercanías de la grieta.

La validación del SAFE-TB mediante los ensayos experimentales en muros con sección T de Thomsen y Wallace [25], muestra que para cargas cíclicas, el comportamiento global analítico se ajusta fielmente a los resultados experimentales, prediciendo de manera satisfactoria la capacidad del muro con el ala comprimida y alma traccionada, pero sobrestimando la capacidad para el ala traccionada y el alma comprimida. A pesar de aquello, logra capturar la falla del TW1 y el valor de los desplazamientos máximos. Por otra parte, el SAFE-TB no capta la rotación del pedestal ni la deformación por penetración de las barras longitudinales, no obstante, posterior a la reducción de estos efectos, el modelo representa adecuadamente la

deformación vertical del ala y alma de ambos especímenes, con leves diferencias en la profundidad de la línea neutra y en las deformaciones de los bordes del ala. Adicionalmente, para el ala traccionada, las grandes tensiones alcanzadas provocan líneas neutras importantes, y por ende, altas deformaciones en la fibra más comprimida.

A continuación, se estudian muros con sección transversal T, canal y compuesta, que incorporan las características típicas de diseño nacionales. Para ello, se varían los parámetros geométricos largo de ala y alma, la carga axial, la cuantía de los elementos de borde y la distribución de armadura longitudinal en las alas. Asimismo, la modelación considera dos casos, por una parte el modelo Flexión-Corte que incluye el acople axial, flexión y corte, por otra, el modelo Flexión que incorpora el acople axial y flexión, a través de vigas rígidas colocadas en las aristas superior e inferior de los elementos finitos. Finalmente, los muros son analizados bajo control de desplazamiento, con un *push-over* monotónico para el ala en tracción.

Los análisis de carga lateral vs. deriva de techo, concluyen que la Hipótesis de Bernoulli es aplicable para muros con relación de aspecto alta (superiores a 6), alcanzando la misma capacidad que los modelos con corte, independiente de la geometría, la carga axial y las cuantías. Asimismo, un modelo a flexión sobrestima la capacidad de un muro chato (RA 3), incrementándose en aquellos con alas más extensas. En otras palabras, para un mismo nivel de deriva lateral, el modelo Flexión deforma lo mismo en los bordes y en el centro del ala, generando mayor deformación total en el acero, sin embargo, la capacidad es inferior producto de la redistribución de tensiones hacia lo bordes. Además, un aumento en la carga axial incrementa la resistencia del muro pero disminuye su ductilidad, situación relevante al momento de diseñar bajo una demanda de desplazamiento dada.

Al modificar los parámetros geométricos y de diseño en los muros con sección T, se generan variaciones similares del decaimiento en las deformaciones para las alas traccionadas, permitiendo calibrar un modelo analítico de la forma

- RA = 3

$$DVFT = \left[-\frac{D}{RA^{3.80}} - 0.025 (CA \cdot CBF)^{0.33} RL^{0.88} \right] \left[1 + 0.33 \left(e^{-\frac{x}{RA} \frac{LW}{10}} - 1 \right) \right]$$

- RA > 3

$$DVFT = \left[-0.07 \frac{D}{RA^{1.04}} - 0.028 (CA \cdot CBF)^{0.26} RL^{0.45} \right] \left[1 + 0.42 \left(e^{-\frac{x}{RA} \frac{LW}{10}} - 1 \right) \right]$$

donde x es la distancia medida en [mm] desde la intersección ala-alma hacia un borde del ala (modelo simétrico), D la deriva plástica (posterior a la primera fluencia del ala), RA la relación de aspecto, RL la relación de los largos, CA la carga axial y CBF la cuantía de borde. Definidas como

$$D = \frac{\delta_y}{HW}, \quad RA = \frac{HW}{LW}, \quad RL = \frac{LF}{LW}, \quad CA = \frac{P_u}{A_g f'_c}, \quad CBF = \frac{A_{s_{b_f}}}{A_{c_{c_{b_f}}}}$$

donde δ_y es el desplazamiento de techo posterior a la fluencia, HW la altura del muro (en [mm]), LW el largo del alma (en [mm]), LF el largo del ala (en [mm]), P_u la carga última, A_g el área bruta de la sección, f'_c la máxima capacidad del hormigón en compresión, $A_{s_{b_f}}$ el área de acero del elemento de borde del ala y $A_{c_{c_{b_f}}}$ el área del elemento de borde. El DVFT no capta la totalidad de las esbelteces, por lo tanto, fue necesario distinguir entre muros chatos y aquellos más esbeltos, además, el incremento de la deformación máxima del ala (intersección ala-alma) varía considerablemente a partir de la deriva de fluencia del ala. Tomando la totalidad de las deformaciones, el promedio para ambos casos es de 0.97, con desviaciones estándar de los residuos de 0.00079 y 0.0004 para $RA = 3$ y $RA > 3$, respectivamente.

Al ignorar los efectos del corte, los modelos bajo Hipótesis de Bernoulli, por una parte, subestiman la compresión máxima del alma y por otra, sobrestiman la tracción máxima. En ambos casos, estos fenómenos disminuyen considerablemente a medida que aumenta la relación de aspecto y el largo de las las. Estas observaciones son registradas por Ahumada [4] en muros rectangulares. El autor, cuantifica el efecto del corte calibrando dos modelos analíticos para la amplificación de la compresión, Modelos FC1-FC2, y uno para la reducción de la tracción, Modelo FT1. Para las compresiones, el Modelo FC1 depende del largo de calibre, la geometría, la razón de confinamiento de borde, la cuantía longitudinal y la relación de aspecto, cuyo ajuste entrega un promedio de 1.02 y una desviación de los residuos de 0.00042; el Modelo FC2, simplifica el modelo anterior dependiendo únicamente de la relación de aspecto, entrega valores conservadores con un promedio de 0.95 y una desviación de 0.001. Por otra parte, en las tracciones, el Modelo FT1 capta satisfactoriamente la reducción con un promedio de 1.08 y una desviación de 0.00079. En resumen, dada la importancia del acortamiento del hormigón en la zona más comprimida, el diseñador debe incluir el efecto de la amplificación de las compresiones, principalmente en muros con baja relación de aspecto.

Asimismo, se concluye que los modelos a flexión pura no generan cambios significativos en la profundidad de la línea neutra, salvo pequeñas diferencias de un 10 % para muros con alas mayores. Por otra parte, para deformaciones postfluencia del acero, el incremento de la línea neutra se aminora, permaneciendo constante para compresiones mayores al 0.3 %. Del mismo modo, para cuantías y cargas axiales constantes, la relación de aspecto no afecta la

profundidad de la fibra más comprimida. En definitiva, el análisis seccional bajo la Hipótesis de Bernoulli sigue siendo una herramienta confiable para estimar la profundidad del eje neutro y en consecuencia, la posición del refuerzo de borde.

Se calcula el ancho efectivo mediante las tensiones promedio del ala, normalizadas por la tensión máxima del ala. El análisis paramétrico indica que el ancho efectivo no depende de la altura del muro, ni de su espesor, más bien, responderían directamente a los largos de ala, carga axial, cuantía longitudinal y la deriva de techo. Una de las principales observaciones de este trabajo, revela que la disposición del ACI 318 [3], equivalente a un 25 % de la altura del muro, resulta insuficiente para muros chatos con grandes alas, en cambio, este límite considera el ala completa para muros altos. Por otra parte, una vez que el muro alcanza la primera fluencia del ala, el incremento rápido del ancho efectivo indica que la colaboración del ala es completa. Además, el aumento de la carga axial y la cuantía de borde los reducen en apenas un 10 %. La evidencia anterior, permite concluir que al diseñar secciones transversales con alas, el ancho efectivo equivale a la totalidad de la sección en la dirección del análisis, independiente de los parámetros geométricos, los niveles de carga axial y cuantías.

Finalmente, en base al Decreto Supremo n° 60 [8], para un suelo tipo D (suelo blando) y zona sísmica 3 (borde costero), los niveles de deriva lateral máximos son inferiores a 1.2 %. Las curvas de carga lateral vs. deriva de techo, muestran que los muros con relaciones de aspecto altas cumplen con este requisito, no obstante, aquellos con grandes alas apenas sobrepasan este valor, por lo tanto, un límite de 0.75 % de deriva pareciera ser el más adecuado. Por otra parte, la demanda de desplazamiento es pequeña para muros chatos, concluyendo que independiente de la sección geométrica, los muros con bajas relaciones de aspecto no alcanzan grandes deformaciones, apenas un 0.4 % de deriva en la mayoría de los casos.

Bibliografía

- [1] ACHMAD, T. 2013. Experimental study of effective flange width on symmetrical cross-section walls. Synopses of Master Papers. Bulletin No. 47. International Institute of Seismology and Earthquake Engineering (IISEE): 85-90
- [2] ACI COMMITTEE 318. 1989. Building Code Requirements for Structural Plain Concrete (ACI 318-89) and Commentary (318R-89) (Revised 1992). Detroit, MI, USA, American Concrete Institute. 347p.
- [3] ACI COMMITTEE 318. 2008. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary. Farmington Hills, MI, USA, American Concrete Institute. 465p.
- [4] AHUMADA, M. 2014. Modelación en elementos finitos de muros esbeltos de hormigón armado con discontinuidades en la base. Recomendaciones para el diseño. Memoria de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 163p.
- [5] ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN. 2010. AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures (en Japonés). 526p.
- [6] BELARBI, H. y HSU, T. 1994. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. ACI Structural Journal 91(4):465-474.
- [7] BELARBI, H. y HSU, T. 1995. Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension-compression. ACI Structural Journal 92(5):562-573.
- [8] CHILE. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. 2011. Decreto Supremo N°. 60 (DS 60): Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado, noviembre 2011. 8p.
- [9] COLLINS, M. y PORASZ, A. 1989. Shear strength for high strength concrete. In: Design Aspects of High Strength Concrete. Bulletin No. 193. Comité Euro-International du Béton (CEB): 75-83.

- [10] DAZIO, A., BEYER, K. y BACHMANN, H. 2009. Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. *Engineering Structures* 31(7):1556-1571.
- [11] ESTAY, C. 2008. Características de muros de hormigón armado diseñados en Chile. Memoria de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 63p.
- [12] FILIPPOU, F., POPOV, E. y BERTERO, V. 1983. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. EERC Report No. UCB/EERC-83/19. Berkeley, CA, USA, Earthquake Engineering Research Center. 184p.
- [13] HASSAN, M. y EL-TAWIL, S. 2003. Tension flange effective width in reinforced concrete shear walls. *ACI Structural Journal* 100(3):349-356.
- [14] LEIVA, J. 1989. Propiedades geométricas de muros compuestos sometidos a cargas laterales. Memoria de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- [15] MASSONE, L. 2006. RC Wall Shear - Flexure interaction: analytical and experimental responses. Phd dissertation. Los Angeles, CA, USA, University of California. 398p.
- [16] MCKENNA, F., FENVES, G., SCOTT, M. y JEREMIC, B. 2000. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center. Berkeley, CA, USA, University of California.
- [17] MENEGOTTO, M. y E. PINTO. 1973. Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, *Proceedings, IABSE Symposium*. Lisboa, Portugal.
- [18] ORAKCAL, K., MASSONE, L. y WALLACE, J. 2006. Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled Shear-Flexural Responses. Report No. UCLA SEERL 2006/1. Los Angeles, CA, USA, University of California. 213p.
- [19] PAULAY, T. 1986: The Design of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance Earthquake Spectra, *Earthquake Engineering Research Institute* 2(4):783-824.
- [20] POLANCO, P. 2013. Estudio experimental de elementos de borde de muro. Memoria de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 132p.

- [21] ROJAS, F. 2012. Development of a nonlinear quadrilateral layered membrane element with drilling degrees of freedom and a nonlinear quadrilateral thin flat layered shell element for the modeling of reinforced concrete walls. Phd dissertation. Los Angeles, CA, USA, University of Southern California. 218p.
- [22] SAATCIOGLU, M. y RAZVI, S. 1992. Strength and ductility of confined concrete. ASCE Journal of Structural Engineering 118(6): 1590-1607.
- [23] SITTIPIUNT, C. y WOOD, S. 1993. Finite element analysis of reinforced concrete shear walls. Report to the National Science Foundation. Urbana-Champaign, IL, University of Illinois, Department of Civil Engineering. 384p.
- [24] THE MATHWORKS INC. MATLAB R2013a. 2013. Natick, MA, USA.
- [25] THOMSEN, J. y WALLACE, J. 1995. Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and t-shaped cross-sections. Report No. CU/CEE-95/06. Postdam, NY, USA, Clarkson University, Department of Civil Engineering. 353p.
- [26] THORENFELDT, E., TOMASZEWICZ, A. y JENSEN, J. 1987. Properties of high-strength concrete and application in design. In Symposium Utilization of High-Strength Concrete, Stavanger, Noruega.
- [27] Uniform Building Code, Volume II. 1994. Whittier, CA, USA, International Conference of Building Officials.
- [28] WALLACE, J. 1996. Evaluation of UBC-94 Provisions for seismic design of RC structural walls. Earthquake Spectra 12(2):327-348.
- [29] WALLACE, J., ORAKCAL, K. 2002. ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of structural walls. ACI Structural Journal 99(4):499-508.

Anexo A

Modelo de Saatcioglu y Razvi

Para una sección rectangular, la presión lateral efectiva f_{le} es

$$f_{le} = \frac{f_{lex}b_{cx} + f_{ley}b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (\text{A.0.1})$$

donde

$$f_{lex} = k_{2x}f_{lx} \quad (\text{A.0.2})$$

$$f_{ley} = k_{2y}f_{ly} \quad (\text{A.0.3})$$

donde

$$k_{2x} = 0.26 \sqrt{\frac{b_{cx} b_{cx}}{s_x s_{lx}} \frac{1}{f_{lx}}} \leq 1 \quad f_{lx} = \frac{\sum A_{stx} f_{yt} \sin \alpha}{b_{cx}} \quad (\text{A.0.4})$$

$$k_{2y} = 0.26 \sqrt{\frac{b_{cy} b_{cy}}{s_y s_{ly}} \frac{1}{f_{ly}}} \leq 1 \quad f_{ly} = \frac{\sum A_{sty} f_{yt} \sin \alpha}{b_{cy}} \quad (\text{A.0.5})$$

donde $\sum_{x,y} A_{st} \sin \alpha$ es la suma de las áreas de las secciones transversales de estribos en cada dirección, b_c la dimensión del núcleo confinado medido de centro a centro de los estribos en cada dirección, s el espaciamiento transversal de los estribos en ambas direcciones, s_l el espaciamiento lateral de las barras longitudinales en cada dirección y f_{yt} la tensión de fluencia de los estribos.

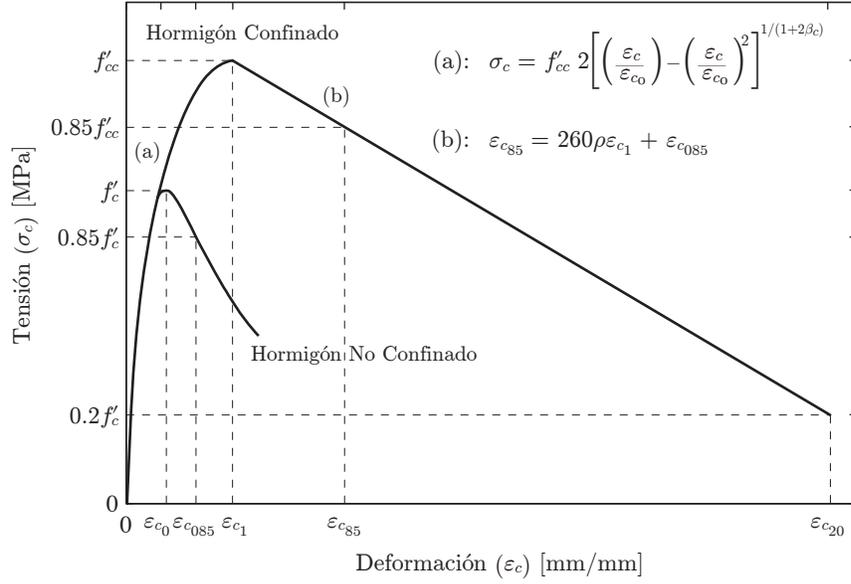


Figura A.0.1: Modelo constitutivo del hormigón confinado de Saatcioglu y Razvi

Luego, la relación tensión-deformación del hormigón confinado queda definida como una parábola y una sección de decaimiento lineal, como sigue:

- Tramo ascendente:

$$\sigma_c = f'_{cc} 2 \left[\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c_1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c_1}} \right)^2 \right]^{1/(1+2\beta_{conf})} \leq 1 \quad (\text{A.0.6})$$

donde

$$\varepsilon_{c_1} = \varepsilon_{c_0} (1 + 5\beta_c) \quad (\text{A.0.7})$$

$$\beta_c = \frac{k_1 f_{le}}{f'_c} \quad (\text{A.0.8})$$

donde β_{conf} es el factor de aumento de la capacidad.

- Tramo descendente:

$$\varepsilon_{c_{85}} = 260\rho\varepsilon_{c_1} + \varepsilon_{c_{085}} \quad (\text{A.0.9})$$

$$\rho_t = \frac{\sum_{x,y} A_s f_{yt} \sin\alpha}{(b_{cx} + b_{cy})s} \quad (\text{A.0.10})$$

donde ε_{85} es la deformación unitaria al 85 % de la capacidad de resistencia del hormigón confinado, ε_{085} al 85 % para el no confinado y ρ_t la cuantía de refuerzo total. En ausencia de datos experimentales, Saatcioglu y Razvi [22] señalan que valores de $\varepsilon_{c_0} = 0.002$ y $\varepsilon_{c_{085}} = 0.0038$ resultan apropiados.

Anexo B

Ensayo de Thomsen y Wallace

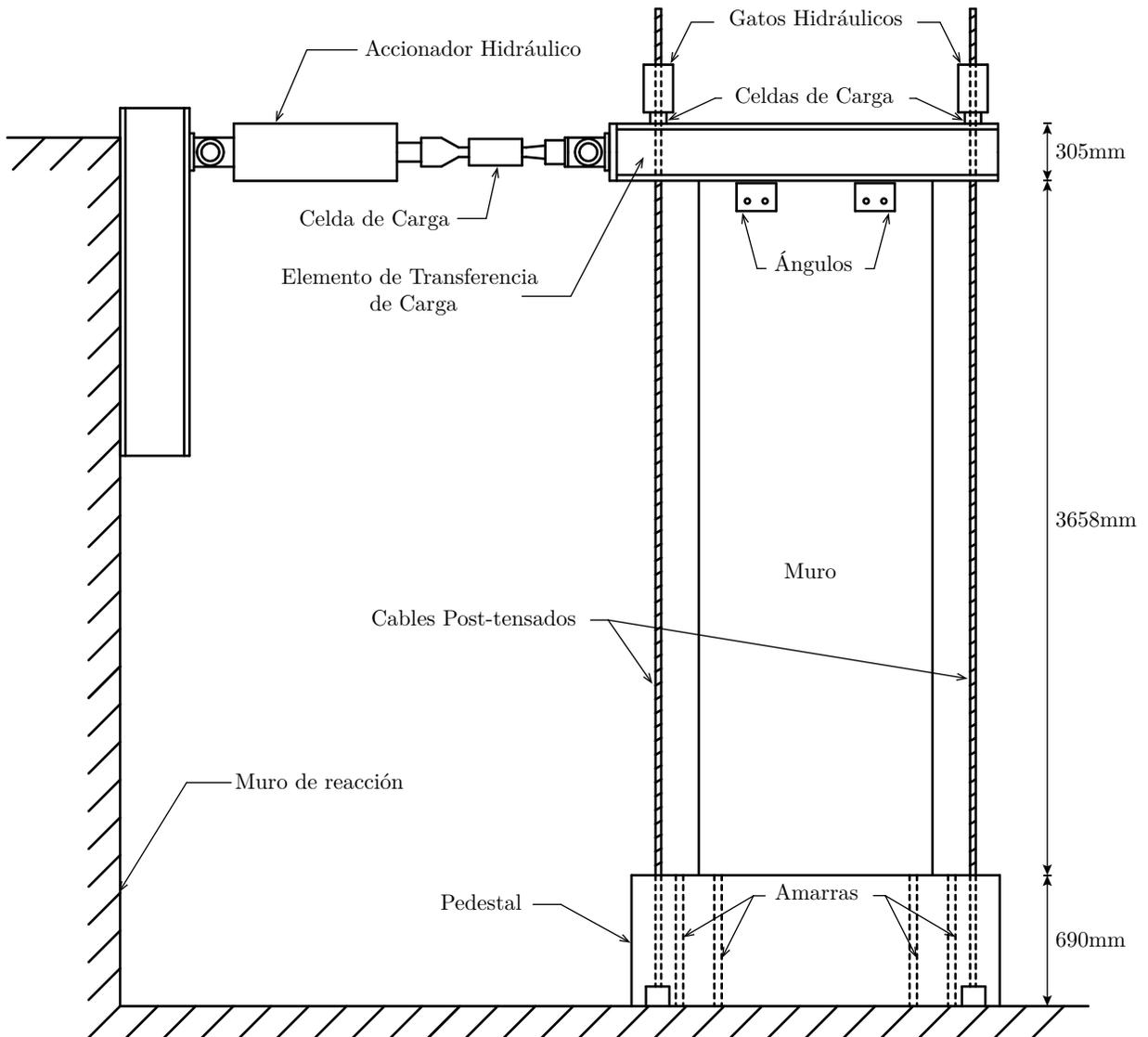


Figura B.0.1: Esquema de la configuración del ensayo de Thomsen y Wallace