



**UNIVERSIDAD DE LA FRONTERA  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA EN OBRAS CIVILES**

**“Estudio del comportamiento a flexo-compresión y análisis de la carga axial máxima requerida para asegurar comportamiento dúctil en muros de hormigón armado T, L y C por medio de un análisis lineal y no lineal”**

**ESTEBAN DANIEL INZUNZA VILCHES**

**2019**





**UNIVERSIDAD DE LA FRONTERA  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA EN OBRAS CIVILES**

**“Estudio del comportamiento a flexo-compresión y análisis de la carga axial máxima requerida para asegurar comportamiento dúctil en muros de hormigón armado T, L y C por medio de un análisis lineal y no lineal”**

**TRABAJO PARA OPTAR AL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL**

**Profesor Guía: Elisa Ivonne Gallardo Arriagada**

**ESTEBAN DANIEL INZUNZA VILCHES**

**2019**

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO A FLEXO-COMPRESIÓN Y ANÁLISIS DE LA  
CARGA AXIAL MÁXIMA REQUERIDA PARA ASEGURAR COMPORTAMIENTO  
DÚCTIL EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO T, L Y C POR MEDIO DE UN  
ANÁLISIS LINEAL Y NO LINEAL**

**ESTEBAN DANIEL INZUNZA VILCHES**

**COMISIÓN EXAMINADORA**

**ELISA IVONNE GALLARDO ARRIAGADA**

**Profesor Guía**

**GUILLERMO JIMENEZ VON  
BISHOFFSHAUSEN  
Académico Evaluador**

**ALEJANDRO MORALES GÓMEZ  
Académico Evaluador**

**Calificación trabajo escrito :  
Calificación examen :  
Calificación final :**

*Dedicado a Daniel, Sylvia, Paula y Javiera  
quienes han sido parte de todo este proceso y  
me han enseñado a amar incondicionalmente.*

## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a Dios quien ha sido mi sustento en absolutamente todo y quien permitió poder sacar adelante mis estudios. Él ha estado conmigo en los momentos buenos y los momentos difíciles, por eso todo lo que he logrado hasta ahora se lo debo a Él. *“El temor del señor es el principio del conocimiento” Proverbios 1:7.*

A mi padre, Daniel, quien siempre me ha apoyado, aconsejado y provisto de todo lo que necesito. Su ánimo y sus palabras han sido muy importantes a lo largo de este proceso y sobre todo en esta última etapa. Al igual que mi madre, Sylvia, quien me ha ayudado en todas las cosas que necesito facilitando a concluir este proceso de la mejor manera. Además, agradezco a mis abuelitos Víctor, Guillermo, Inés y Fresia, quienes me tocó despedir anticipadamente pero que estuvieron conmigo en los inicios de mi proceso universitario, los amo enormemente y los recuerdo siempre.

A mis hermanas Paula y Javiera, quienes a pesar de tener sus responsabilidades siempre han estado conmigo y puedo contar con ellas en todo momento. Junto con Julián, quien ha sido como un hermano para mí y ha sabido escucharme y aconsejarme. Valoro mucho su amistad.

A Celia Aguilera quien me ha acompañado en este proceso siendo un aporte enorme en mi casa, preparándome almuerzos rápidos cuando tenía que correr a la universidad y animándome siempre a terminar bien mis estudios. Valoro enormemente su compañía en este proceso.

Al profesor Alejandro Morales, quien dispuso su tiempo y conocimiento para enseñarme, recibéndome incluso en su oficina por cinco días para desarrollar mi trabajo y aportándome enormemente en el conocimiento de esta disciplina, su ayuda ha sido clave para la realización de este trabajo.

Al profesor Guillermo Jiménez, quien se dispuso desde un principio a escuchar mi tema, a corregir y apoyarme en el desarrollo de este, muchas gracias por su tiempo y por su buena voluntad en todo.

A profesora guía Elisa Gallardo, quien me ayudó desde un principio a buscar un tema interesante y me recibió en su oficina todas las veces que necesité, aportándome enormemente con conocimientos que no tenía o recordándome conceptos. Agradezco enormemente su paciencia y su disposición.

Finalmente quiero agradecer a todos mis amigos y personas que han sido especiales para mí y que me acompañaron en este proceso. Valoro su amistad y paciencia.

## RESUMEN

En respuesta a los daños en muros de hormigón armado provocados por el terremoto del Maule en 2010, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo crea el Decreto Supremo N°60 (D.S.60), donde se establece un límite de carga axial que asegura un mínimo comportamiento dúctil en muros rectangulares. Sin embargo, este límite no asegura el mismo comportamiento en muros compuestos (o secciones no rectangulares). Conforme a esto, el presente trabajo busca evaluar la carga axial máxima que asegure ductilidad en muros de sección T, L y C utilizando un análisis seccional, para luego comparar los resultados con un análisis no lineal por medio del modelo puntal – tensor “Beam Truss Model” (BTM). El cual es validado con los resultados obtenidos en laboratorio por Thomsen y Wallace, para un muro rectangular, describiendo de forma satisfactoria la respuesta al someterse a un análisis Pushover.

Para la elaboración del trabajo se toman muros T, L y C considerando geometrías y materiales más comunes de edificios habitacionales en Chile, definiendo parámetros fijos como altura, largo del alma, espesor, calidad de hormigón, calidad de acero de refuerzo, longitud de elementos de borde y malla de corte. Se considera como variables tres tipos de relaciones geométricas entre ala y alma y cinco cuantías de borde.

Como resultado se obtiene la capacidad axial balanceada de cada uno de los muros, por medio de un análisis seccional considerando que las secciones planas permanecen planas, pudiendo comparar estas capacidades axiales según la relación geométrica y el sentido de análisis. De forma paralela, estas capacidades axiales son evaluadas en algunos muros mediante el modelo BTM, obteniendo un comportamiento más cercano a la realidad y resultando que los límites axiales calculados por el análisis seccional son conservadores asegurando una mayor ductilidad de la que se espera. Además, se logra visualizar que la zona crítica no se ubica de forma horizontal en la base de los muros en la mayoría de los casos.

Este trabajo concluye que el análisis seccional es conservador con respecto al análisis no lineal y la diferencia entre estos análisis aumenta conforme aumenta la longitud del ala del muro. Además, se tiene que a pesar de los problemas de convergencia, el modelo BTM describe de forma más real la respuesta (de acuerdo a lo medido en laboratorios) y el estado de deformaciones de los muros estudiados, permitiendo conocer las zonas críticas reales de los muros y ciertos fenómenos en la altura que no pueden ser captados por el análisis seccional.

## Índice de contenidos

Capítulo 1. Introducción .....	1
1.1. Descripción del problema .....	1
1.2. Objetivos .....	2
1.2.1. Objetivo general .....	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
Capítulo 2. Antecedentes generales.....	4
2.1. Marco teórico .....	4
2.1.1. Modelos de comportamiento de los materiales .....	4
2.1.2. Resistencia a flexión.....	7
2.1.3. Comportamiento a flexo-compresión.....	9
2.1.4. Disposición de muros especiales.....	10
2.1.5. Respuesta no lineal de un muro.....	11
2.1.6. Software SAP2000 .....	15
2.1.7. Software SeismoStruct .....	15
2.1.8. Modelo de fibras y obtención del estado del elemento para análisis no lineal .....	16
2.1.9. Método Puntal – Tensor .....	19
2.1.10. Modelo tridimensional Beam Truss Model.....	20
2.1.11. Descripción general del modelo .....	20
2.1.12. Análisis estático no lineal.....	22
2.1.13. Fase de control de la carga .....	23
2.2. Estado del arte.....	24
Capítulo 3. Descripción de actividades realizadas .....	27
3.1. Definición de las variables y muros de estudio .....	27
3.2. Definición de los modelos de comportamiento de hormigón y acero .....	30
3.2.1. Hormigón .....	30



3.2.2. Acero .....	31
3.3. Construcción de diagramas de interacción .....	32
3.4. Construcción de diagramas momento - curvatura y corte - desplazamiento de techo.....	33
3.5. Validación del modelo BTM. ....	33
3.5.1. Descripción del muro de ensayo .....	33
3.5.2. Comparación de resultados .....	35
3.6. Modelación BTM.....	36
3.6.1. Discretización y clase de elementos.....	36
3.6.2. Curvas de comportamiento de los materiales para el modelo BTM .....	38
3.6.3. Definición de nodos y elementos .....	40
3.6.4. Vínculos internos y externos .....	40
3.6.5. Cargas utilizadas .....	41
Capítulo 4. Resultados y discusión.....	43
4.1. Generalidades.....	43
4.2. Análisis seccional .....	44
4.2.1. Muros rectangulares .....	44
4.2.2. Muros T y L.....	46
4.2.3. Muros C.....	53
4.3. Modelación no lineal .....	57
4.3.1. Comparación de curvas de capacidad .....	57
4.3.2. Diagrama de deformaciones unitarias .....	65
4.3.3. Carga axial límite del DS.60. Sobre muros T .....	69
Capítulo 5. Conclusiones.....	76
Bibliografía.....	78
Anexo A. Figuras y tablas .....	81

## Índice de tablas

Tabla 3.1. Propiedades de hormigón y acero del muro RW2.....	34
Tabla 3.2. Parámetros de entrada para el modelo de hormigón G25. ....	39
Tabla 3.3. Parámetros de entrada para el modelo de acero A630-420H. ....	39
Tabla 4.1. Valores de la capacidad axial de balance normalizada de los muros T y L. ....	57
Tabla 4.2. Valores de la capacidad axial de balance normalizada de los muros C. ....	57
Tabla 4.3. Cargas axiales actuantes sobre los nodos del modelo BTM.....	58
Tabla A.1. Cuantías de borde y totales de los muros de estudio. ....	81

## Índice de figuras

Figura 2.1. Curva esfuerzo - deformación de hormigón no confinado (Hognestad, 1951).....	6
Figura 2.2. Curva esfuerzo - deformación del acero a compresión y tracción (Mander, 1983).....	7
Figura 2.3. Relación momento - curvatura de un elemento a flexión (Moehle, 2015) .....	8
Figura 2.4. Diagrama de interacción de un elemento sometido a esfuerzos de flexo-compresión (Moehle, 2015). ....	10
Figura 2.5. Respuesta no lineal de un muro con carga puntual en el extremo superior (Córdova Alvéstegui, 2015). ....	12
Figura 2.6. Modelo aproximado para el cálculo del desplazamiento de un muro con carga puntual en el extremo superior (Córdova Alvéstegui, 2015).....	13
Figura 2.7. Modelo simplificado para el cálculo de la deformación de un muro para cualquier carga (Córdova Alvéstegui, 2015). ....	14
Figura 2.8. Elemento tipo viga - columna con sus coordenadas locales (Spacone <i>et al.</i> , 1996)..	16
Figura 2.9. Fuerzas de elemento y sección de un elemento viga – columna (Spacone <i>et al.</i> , 1996) .....	17
Figura 2.10. Explicación del modelo puntal tensor Beam Truss Model para un muro T (Lu y Panagiotou, 2014).....	22
Figura 3.1. Dimensionamiento de los muros tipo T, unidades en [mm].....	28
Figura 3.2. Dimensionamiento de los muros tipo L, unidades en [mm].....	28
Figura 3.3. Dimensionamiento de los muros tipo C, unidades en [mm].....	29
Figura 3.4. Detalle acero de refuerzo en los muros de estudio.....	30
Figura 3.5. Modelo de Hognestad para un hormigón G25. ....	31

Figura 3.6. Modelo de Mander para un acero de refuerzo A630-420H. ....	32
Figura 3.7. Sentidos de análisis para los muros T, L y C. ....	32
Figura 3.8. Muro rectangular RW2 (Thomsen y Wallace, 2004). ....	34
Figura 3.9. Discretización y modelación del muro RW2, unidades en [cm]. ....	35
Figura 3.10. Resultados del ensayo cíclico y el modelo BTM en el muro RW2. ....	36
Figura 3.11. Sección de los elementos verticales, horizontales y diagonales para el modelo BTM, unidades en [cm]. ....	37
Figura 3.12. Elemento inelástico de pórtico (a) y elemento inelástico reticulado (b) (Spacone <i>et al.</i> , 1996). ....	38
Figura 4.1. Diagramas de interacción de los muros rectangulares para diferentes cuantías de borde. ....	45
Figura 4.2. Relación momento – curvatura del muro R1 bajo la carga límite del D.S.60. ....	46
Figura 4.3. Diagramas de interacción de los muros T para diferentes cuantías de borde. ....	47
Figura 4.4. Diagramas de interacción de los muros L para diferentes cuantías de borde. ....	47
Figura 4.5. Diagramas de interacción de los muros T para diferentes relaciones de aspecto. ....	48
Figura 4.6. Diagramas de interacción de los muros L para diferentes relaciones de aspecto. ....	49
Figura 4.7. Relación entre la capacidad de carga axial normalizada y tres relaciones de aspecto de muros T. ....	50
Figura 4.8. Relación entre la capacidad de carga axial normalizada y tres relaciones de aspecto de muros L. ....	50
Figura 4.9. Relación entre la capacidad de carga axial normalizada y varias relaciones de aspecto de muros T y L. ....	51
Figura 4.10. Diagramas momento – curvatura de muros T evaluados la carga $P_u$ del D.S.60. ....	52
Figura 4.11. Diagramas momento – curvatura de muros L evaluados la carga $P_u$ del D.S.60. ....	53
Figura 4.12. Diagramas de interacción de los muros C para diferentes relaciones de aspecto. ....	54
Figura 4.13. Relación entre la capacidad de carga axial normalizada y tres relaciones de aspecto de muros C. ....	55
Figura 4.14. Diagramas momento – curvatura de muros C evaluados la carga $P_u$ del D.S.60. ....	56
Figura 4.15. Comparación de las curvas de capacidad del muro R1. ....	59
Figura 4.16. Comparación de las curvas de capacidad del muro T1 con el ala comprimida. ....	60
Figura 4.17. Comparación de las curvas de capacidad del muro T1 con el alma comprimida. ....	60
Figura 4.18. Comparación de las curvas de capacidad del muro T2 con el ala comprimida. ....	61

Figura 4.19. Comparación de las curvas de capacidad del muro T2 con el alma comprimida. ....	61
Figura 4.20. Comparación de las curvas de capacidad del muro T3 con el ala comprimida. ....	62
Figura 4.21. Comparación de las curvas de capacidad del muro T3 con el alma comprimida. ....	62
Figura 4.22. Comparación de los errores relativos entre el análisis seccional y el análisis no lineal. .....	63
Figura 4.23. Deformaciones unitarias del refuerzo en tensión a lo largo del ala del muro T2.....	64
Figura 4.24. Deformaciones unitarias del refuerzo en tensión a lo largo del ala del muro TW2 (Thomsen y Wallace, 2004).....	64
Figura 4.25. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T1 con el ala comprimida. ..	66
Figura 4.26. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T2 con el ala comprimida. ..	67
Figura 4.27. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T3 con el ala comprimida. ..	67
Figura 4.28. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T1 con el alma comprimida.	68
Figura 4.29. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T2 con el alma comprimida.	68
Figura 4.30. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T3 con el alma comprimida.	69
Figura 4.31. Comparación de las curvas de capacidad del muro T1 con el alma comprimida evaluado en la carga límite del D.S.60. ....	70
Figura 4.32. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T1 con el alma comprimida evaluado en la carga límite del D.S.60. ....	71
Figura 4.33. Comparación de las curvas de capacidad del muro T2 con el alma comprimida evaluado en la carga límite del D.S.60. ....	72
Figura 4.34. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T2 con el alma comprimida evaluado en la carga límite del D.S.60. ....	72
Figura 4.35. Comparación de las curvas de capacidad del muro T3 con el alma comprimida evaluado en la carga límite del D.S.60. ....	73
Figura 4.36. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T2 con el alma comprimida evaluado en la carga límite del D.S.60. ....	74
Figura A.1. Ubicación de los elementos verticales del modelo BTM en un muro T1, unidades en [cm].....	82
Figura A.2. Ubicación de los elementos verticales del modelo BTM en un muro T2, unidades en [cm].....	82
Figura A.3. Ubicación de los elementos verticales del modelo BTM en un muro T3, unidades en [cm].....	83

Figura A.4. Ubicación de los elementos verticales del modelo BTM en un muro L1, unidades en [cm].....	83
Figura A.5. Ubicación de los elementos verticales del modelo BTM en un muro C2, unidades en [cm].....	84
Figura A.6. Comparación de las curvas de capacidad del muro L1 con el ala comprimida. ....	85
Figura A.7. Comparación de las curvas de capacidad del muro L1 con el alma comprimida. ....	85
Figura A.8. Comparación de las curvas de capacidad del muro C2 con el ala comprimida. ....	86
Figura A.9. Comparación de las curvas de capacidad del muro C2 con el alma comprimida. ....	86
Figura A.10. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro L1 con el ala comprimida. .	87
Figura A.11. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro L1 con el alma comprimida. ....	87
Figura A.12. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro C2 con el ala comprimida. .	88
Figura A.13. Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro C2 con el alma comprimida. ....	88

**CAPÍTULO 1**  
**INTRODUCCIÓN**

## Capítulo 1. Introducción

### 1.1. Descripción del problema

El 27 de febrero del 2010, Chile se vio afectado por un terremoto de magnitud  $M_w = 8.8$ , cuyo hipocentro se ubicó en el mar Chile cerca de 150 kilómetros al noroeste de Concepción, afectando aproximadamente a una población 13 millones de habitantes concentrados principalmente en las regiones de Valparaíso, Metropolitana, O'Higgins, Maule, Biobío y la Araucanía. En el contexto de la infraestructura, se estima que muchos edificios de hormigón armado en especial los más altos y nuevos presentaron colapsos parciales y aproximadamente 40 edificios tuvieron daños severos (EERI Special Earthquake Report, 2010). Los principales daños se enfocaron en el alma de muros compuestos, los cuales se forman por uniones de muros en planta con forma de T, L y C y suelen estar presente en edificios habitacionales (Wallace *et al.*, 2012).

Estos daños en los muros corresponden a un aplastamiento del hormigón por compresión resultando una pérdida de recubrimiento, pandeo y fractura de la armadura longitudinal, los cuales son provocados principalmente por un nivel alto de carga axial actuante sobre el muro, confinamiento inadecuado en los bordes, un ángulo inadecuado en los ganchos de estribos y la utilización espesores de muro pequeños o diámetro del refuerzo vertical muy grande (Wallace *et al.*, 2012; Cordero, 2011).

En respuesta a los daños expuestos anteriormente, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011) crea el Decreto Supremo N°60 (D.S.60) el cual deroga el Decreto Supremo N°118 y viene a reemplazar la NCh430.Of2008. Para el diseño a flexo - compresión se complementan y modifican los requisitos existentes que hay en el código de diseño de hormigón armado ACI318-08, estableciendo límites que aseguren un comportamiento dúctil en el elemento, donde la demanda de curvatura de una sección no puede superar a la capacidad estimada de acuerdo al decreto. De forma paralela, se impone un límite de carga axial aplicable únicamente a secciones rectangulares, sugiriendo una revisión especial de este límite para secciones compuestas.

Cabe recalcar que es importante considerar el estudio de los daños en muros esbeltos ya que, por medio de catastros, estos elementos están presente en la mayoría de los edificios (Calderón, 2007),

su uso se debe a que aportan gran rigidez al sistema y ayudan a la resistencia de cargas gravitacionales y laterales como sismo o viento.

El presente trabajo se enfocará principalmente en evaluar la carga axial máxima que asegure ductilidad de muros compuestos de forma T, L y C, siguiendo las recomendaciones del D.S.60. Se realizará un análisis seccional seguido por uno del tipo no lineal utilizando el modelo puntal – tensor o “Beam Truss Model” (BTM) propuesto por Lu y Panagiotou (2014) y se trabajará con variables como la geometría y refuerzo en los bordes para evaluar el comportamiento de los muros. Se compararán los resultados obtenidos de cada análisis y evaluará la importancia de las variables utilizadas en el comportamiento de los muros.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo general**

Evaluar la máxima carga axial sobre muros de hormigón armado de secciones compuestas que permiten asegurar una mínima capacidad de deformación plástica.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

- Estudiar capacidad de carga axial y curvatura de muros T, L y C para distintas relaciones entre la longitud del ala y el alma, utilizando curvas de interacción.
- Evaluar la existencia de un rango de valores de carga axial para los límites de curvatura calculados.
- Comparar el desempeño esperado de los muros al realizar un análisis seccional tradicional y un análisis no lineal mediante el modelo BTM.



**CAPÍTULO 2**  
**ANTECEDENTES GENERALES**

## Capítulo 2. Antecedentes generales

Este capítulo se conforma por dos secciones. La primera es un marco teórico, el cual resume los conceptos necesarios para el desarrollo de las tareas propuestas, siguiendo por una revisión del estado del arte donde se citan los trabajos de otros autores que ayudarán a la elaboración de este trabajo, proveyendo una ayuda conceptual para la realización de las tareas.

### 2.1. Marco teórico

#### 2.1.1. Modelos de comportamiento de los materiales

Las curvas de comportamiento esfuerzo – deformación del hormigón describen su comportamiento bajo cargas y se pueden obtener por medio del ensayo de una probeta cilíndrica con dimensiones estandarizadas de 28 días de edad, sometidas a esfuerzo de compresión uniaxial a velocidad de cargas normales y moderadas (Nilson, 1997).

En general, estas curva de comportamiento esfuerzo - deformación presentan una relación lineal hasta aproximadamente la mitad de la resistencia máxima a compresión, luego se comporta de forma no lineal y más horizontal, hasta alcanzar su resistencia máxima a compresión asociado a una deformación unitaria aproximadamente a  $\epsilon_{cu} = 0.002$ , luego, la curva desciende por medio de una recta con pendiente " $\phi$ ", hasta alcanzar la deformación última de aplastamiento del hormigón con  $\epsilon_{cu} \approx 0.0038$  (Nilson, 1997).

Es importante medir también la resistencia a tracción ya que el hormigón resiste cargas muy bajas (entre un 10% y un 20% de la resistencia a compresión) y es el principal motivo de formación de grietas, las cuales modifican la rigidez y comportamiento del elemento a lo largo del tiempo (Park y Paulay, 1988). Esta resistencia a tracción se define como el módulo de rotura ( $f_r$ ) y se calcula normalmente por medio de un ensayo indirecto (Nilson, 1997).

En las últimas décadas se han desarrollado varios modelos de comportamiento para representar las relaciones tensión – deformación del hormigón y el acero, con resultados muy cercanos a la experimentación lo que permite su uso para la modelación de estos materiales.

El primero es el modelo de hormigón no confinado propuesto por Hognestad (1951), el cual describe el comportamiento a compresión del hormigón mediante una curva parabólica desde el origen hasta alcanzar una resistencia a tensión de compresión ( $f'_c$ ) definida según la calidad del hormigón y que está asociada a una deformación máxima ( $\epsilon_0$ ), para luego descender de forma lineal conforme aumentan las deformaciones unitarias ( $\epsilon$ ) hasta alcanzar la tensión de falla ( $f_u$ ) asociada a una deformación unitaria última ( $\epsilon_{cu}$ ). La Figura 2.1 presenta una curva general de este modelo donde se muestra además que el módulo de elasticidad elástico del hormigón ( $E_c$ ) corresponde a la pendiente de una recta aproximada en la etapa inicial de comportamiento elástico.

La parábola ascendente está descrita por la *ecuación (2.1)* para  $0 < \epsilon \leq \epsilon_0$ .

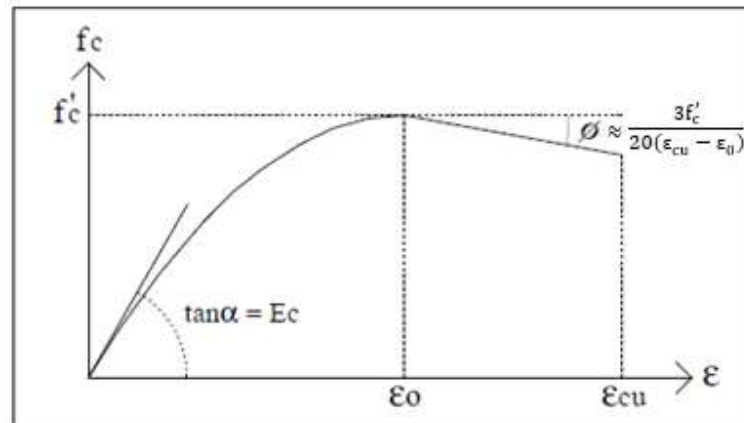
$$f_c = f'_c \left[ 2 \frac{\epsilon}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

Que puede ser descrita de igual forma según la *ecuación (2.2)* considerando la relación  $\epsilon_0 = 2f'_c/E_c$ .

$$f_c = \epsilon E_c \left[ 1 - \frac{\epsilon E_c}{4f'_c} \right] \quad (2.2)$$

Luego, la curva descendente se describe según la *ecuación (2.3)* para  $\epsilon_0 < \epsilon < \epsilon_{cu}$ .

$$f_c = f'_c \left[ 1 - \frac{0.15f'_c}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} (\epsilon - \epsilon_0) \right] \quad (2.3)$$

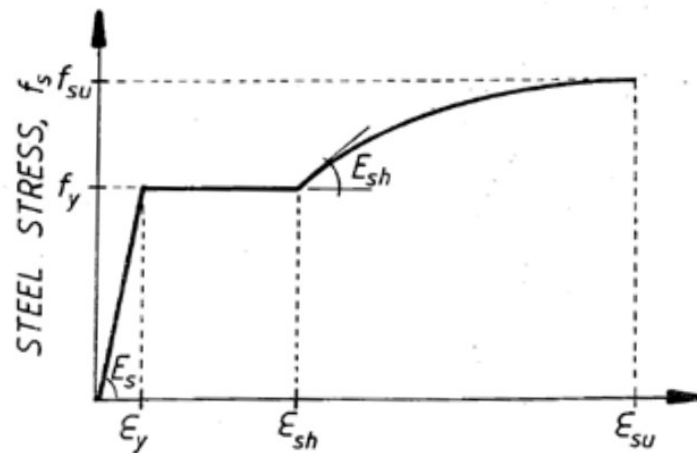


**Figura 2.1.** Curva esfuerzo - deformación de hormigón no confinado (Hognestad, 1951).

Para el acero, se tiene el modelo de comportamiento esfuerzo - deformación, propuesto por John Mander (1983), el cual corresponde a una curva envolvente para una carga monotónica tanto para compresión como para tracción del acero no pretensado. La curva se describe por la *ecuación (2.4)* y la *ecuación (2.5)* separándose en tres regiones distintas, donde en la región inicial se tiene un comportamiento elástico lineal, con un módulo de elasticidad lineal ( $E_s$ ) hasta que se alcanza una tensión de fluencia ( $f_y$ ) asociada a una deformación unitaria ( $\epsilon_y$ ). Luego, se tiene una zona plástica perfecta hasta alcanzar una deformación unitaria de endurecimiento ( $\epsilon_{sh}$ ) con un módulo de deformación por endurecimiento ( $E_{sh}$ ) (Moehle, 2015), para luego disminuir hasta alcanzar una tensión máxima ( $f_{su}$ ) asociada a una deformación unitaria máxima ( $\epsilon_{su}$ ). La Figura 2.2 muestra el modelo de Mander de forma general.

$$f_s = f_{su} + [f_y - f_{su}] \cdot \left[ \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^p \quad (2.4)$$

$$p = E_{sh} \left( \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \quad (2.5)$$



**Figura 2.2.** Curva esfuerzo - deformación del acero a compresión y tracción (Mander, 1983).

### 2.1.2. Resistencia a flexión

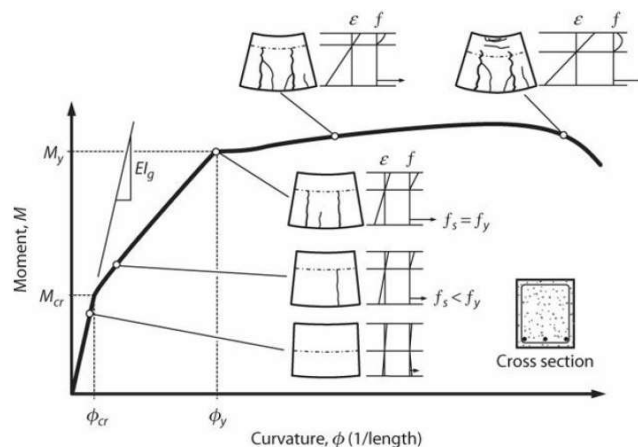
La teoría de resistencia a flexión en elementos estructurales se basa en las siguientes suposiciones básicas (Park y Paulay, 1988):

- Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión.
- Se conocen las curvas de comportamiento del acero y hormigón.
- Se puede despreciar la resistencia tensión del hormigón.

Al someter los muros a flexión producto de cargas laterales, estos provocarán una curvatura en la base del muro donde una vez formada una rótula plástica se desarrolla un mecanismo de falla en el elemento (Park y Paulay, 1988). La literatura tradicional de estructuras de hormigón armado indica la importancia de la ductilidad frente a sollicitaciones sísmicas en los elementos sometidos a flexión, la cual permite una “*absorción y disipación de energía mediante la deformación inelástica*” (Park y Paulay, 1988). El código de diseño del American Concrete Institute (ACI) utiliza esta filosofía actualmente.

La curvatura de los elementos se puede calcular a partir de las deformaciones y varía según la profundidad del eje neutro, en el caso de muros sometidos a carga axial, las ecuaciones de equilibrio

de fuerzas internas se igualan a un nivel de carga específico, el cual podrá ir variando. Se puede visualizar mediante la Figura 2.3 que el comportamiento de un elemento a flexión con falla dúctil, presenta una primera fase donde las cargas son bajas y los esfuerzos se mantienen en un rango lineal, es decir, bajo el límite de rotura en tracción, correspondiente a  $0.1f'_c$  (Nilson, 1997). Alcanzado ese límite, comienzan a aparecer las primeras grietas en la sección. En esta etapa la sección fisurada ya no toma esfuerzos de tensión. Si el esfuerzo en el concreto no excede  $0.5f'_c$ , los esfuerzos continúan siendo proporcionales. Cuando la carga incrementa y se supera el punto de fluencia del acero, las deformaciones aumentan y el comportamiento del hormigón entra la sección no lineal de su curva esfuerzo – deformación, hasta que se alcanza el último punto que corresponde a la capacidad última de resistencia, donde se desarrolla una deformación a tal punto que el elemento finalmente falla por aplastamiento en compresión secundaria (Nilson, 1997).



**Figura 2.3.** Relación momento - curvatura de un elemento a flexión (Moehle, 2015) .

### 2.1.3. Comportamiento a flexo-compresión

Los muros de hormigón no solo soportan cargas axiales, sino que también momentos provocados por fuerzas de viento o sismo los cuales actúan de forma perpendicular a la carga vertical. Los muros además podrán ser diseñados como columnas verticales sometidas a carga uniaxial y flexión bajo las hipótesis de diseño tradicional (McCormac y Brown, 2011).

Un muro puede estar sometido a varias combinaciones de carga axial y momento, por lo que es necesario evaluar el comportamiento de la sección transversal suponiendo diferentes excentricidades, que se evalúan desde una resistencia solo a carga axial (compresión o tracción pura) hasta que el muro soporta solo momento (flexión pura) (Park y Paulay, 1988).

Lo anterior se puede representar mediante un diagrama de interacción que muestra las diferentes combinaciones entre carga axial y momento que podrá resistir el elemento (McCormac y Brown, 2011). La Figura 2.4 muestra que el diagrama se puede construir mediante cuatro puntos característicos los cuales se obtienen suponiendo distintas deformaciones unitarias para el acero y manteniendo fija la deformación unitaria del hormigón en su estado último. Para cada una de esas deformaciones se obtiene la resistencia axial y momento del elemento utilizando el equilibrio interno según la *ecuación (2.6)*, compatibilidad de deformaciones y el modelo del rectángulo equivalente para la fuerza de compresión propuesto gracias a los ensayos experimentales de Whitney, (1937).

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (2.6)$$

Donde:

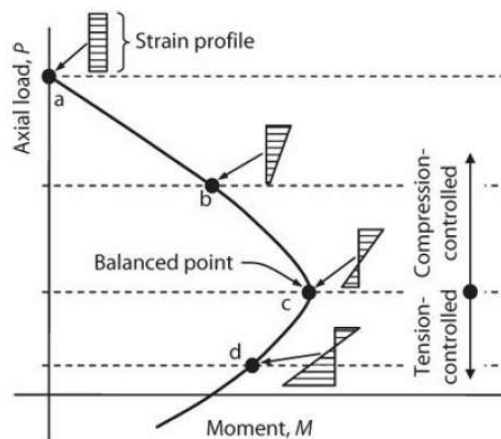
$P_n$ : Resistencia axial del muro.

$C_c$ : Carga resistente del hormigón a compresión.

$C_s$ : Carga resistente de los refuerzos a compresión.

$T_s$ : Carga resistente de los refuerzos a tracción.

El punto “C” de la Figura 2.4 corresponde a la condición balanceada del elemento donde se supone que la fibra extrema del hormigón en compresión alcanza su deformación última  $\varepsilon_c = 0.003$  al mismo tiempo que el refuerzo del otro extremo alcanza su deformación de fluencia  $\varepsilon_s = 0.002$ . Se tiene que esta condición corresponde al límite entre una falla controlada por compresión (frágil) y una falla controlada por tensión (dúctil) en el elemento.



**Figura 2.4.** Diagrama de interacción de un elemento sometido a esfuerzos de flexo-compresión (Moehle, 2015).

#### 2.1.4. Disposición de muros especiales

Los elementos de hormigón armado de este trabajo corresponden a muros catalogados como especiales, los cuales forman parte de un sistema estructural sismo resistente. En este caso el estudio se acotará sólo a muros de edificios habitacionales que deberán cumplir con especificaciones del capítulo 21 del ACI318-08 junto con el D.S.60 que mencionan los requisitos de diseño y armaduras para muros especiales y vigas de acople.



Entre estos requisitos se especifican las armaduras mínimas, las cuales deben cumplir que:

- Las cuantías del refuerzo distribuido en el alma del muro, ya sea transversal o longitudinal no debe ser menor que  $\rho_l = \rho_t = 0.0025$ .
- Si  $V_u$  no excede de  $0.083A_{cv}\sqrt{f'_c}$ ,  $\rho_l$  y  $\rho_t$  se puede reducir a
  - $\rho_l$ : 0.0012 para barras no mayores a  $\phi 16$  mm.  
0.015 para barras de mayor diámetro.
  - $\rho_t$ : 0.002 para barras no mayores a  $\phi 16$  mm.
- Si  $h_w/L_w \leq 2$  la cuantía de refuerzo longitudinal no debe ser menor que la cuantía de refuerzo transversal.

En cuanto a los elementos de borde se debe cumplir lo siguiente:

- El diámetro de las barras longitudinales en los elementos de borde debe ser menor o igual que 1/9 de la menor dimensión del elemento.
- El diámetro del refuerzo transversal del elemento de borde debe ser igual o mayor que 1/3 del diámetro del refuerzo longitudinal que sujeta.

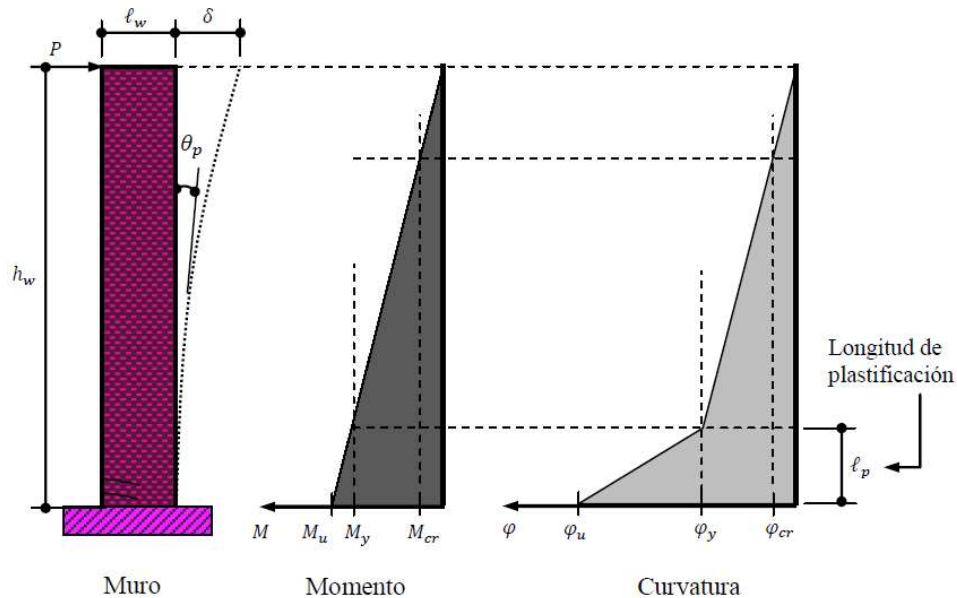
Respecto a los espaciamientos, se tiene que:

- Tanto  $\rho_l$  como  $\rho_t$  no deben exceder un espaciamiento de  $s = 450$  [mm]
- El espaciamiento de las armaduras longitudinales en los bordes debe ser menor que 20 [cm].

### 2.1.5. Respuesta no lineal de un muro

La Figura 2.5 muestra un muro en voladizo de largo  $l_w$  y altura  $h_w$  con su base empotrada sometido a una carga lateral la cual se aplica de forma puntual en el último piso para simular la acción de un sismo (Córdova Alvéstegui, 2015). Se puede ver que la curvatura se mantiene proporcional hasta alcanzar el momento de fluencia ( $M_y$ ), luego el muro comienza a plastificarse desde una cierta

altura medida desde la base conocida como longitud de rótula plástica ( $L_p$ ). Esta altura se comprende entre la curvatura de fluencia ( $\phi_y$ ) y la curvatura última del muro ( $\phi_u$ ).



**Figura 2.5.** Respuesta no lineal de un muro con carga puntual en el extremo superior (Córdova Alvéstequi, 2015).

El D.S.60 permite el cálculo del desplazamiento último de techo ( $\delta_u$ ) de dos formas, en primer lugar, por un método aproximado que se muestra en la Figura 2.6 y se calcula mediante la ecuación (2.7) donde el desplazamiento último considera la deformación elástica y plástica ( $\delta_u = \delta_e + \delta_p$ ) y se deberá conocer y justificar previamente  $\phi_y$  y el desplazamiento de fluencia ( $\delta_y$ ).

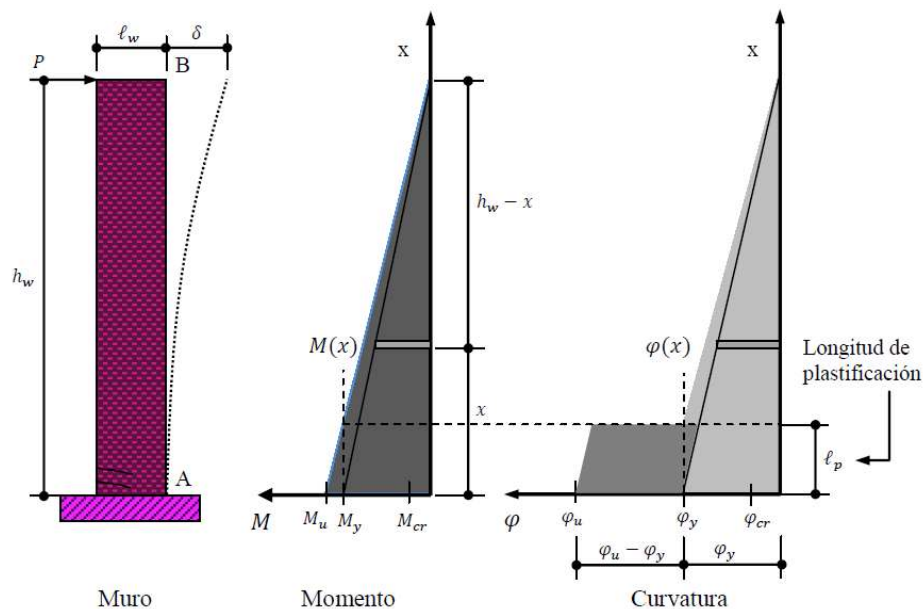
$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p \cdot \left( h_w - \frac{l_p}{2} \right) \quad (2.7)$$

Para este caso, se puede calcular  $\delta_y$  por medio del teorema del área de momento provocada por la curvatura hasta la fluencia según la ecuación (2.8).

$$\delta_{\text{elástica}} = \int_A^B \frac{M(x)}{E \cdot I} \cdot (h_w - x) \cdot dx = \int_0^{h_w} \phi(x) \cdot (h_w - x) \cdot dx \quad (2.8)$$

Por lo que el desplazamiento evaluado para  $\phi_y$  resulta según la ecuación (2.9).

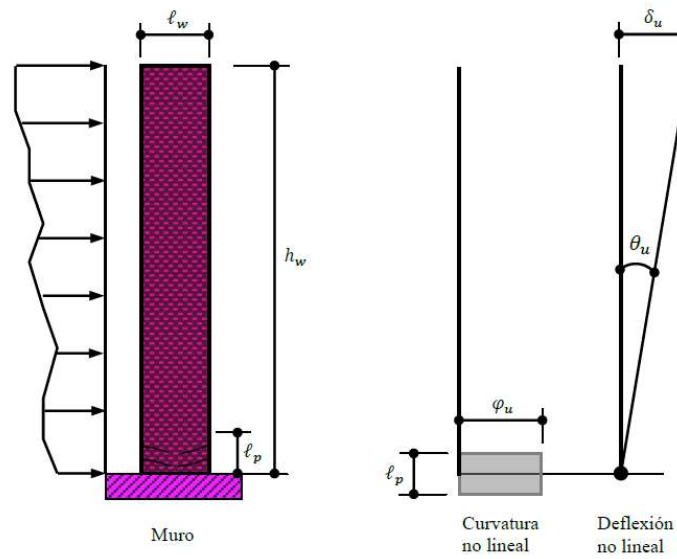
$$\delta_y = \frac{1}{3} \cdot \phi_y \cdot h_w^2 \quad (2.9)$$



**Figura 2.6.** Modelo aproximado para el cálculo del desplazamiento de un muro con carga puntual en el extremo superior (Córdova Alvéstegui, 2015).

Por otro lado, la Figura 2.7 muestra un método simplificado de carácter conservador para el cálculo de  $\delta_u$ , el cual desprecia el desplazamiento elástico y considera que el desplazamiento último se produce solo por la deformación plástica del muro y  $\ell_p$  se concentra en la base (Córdova Alvéstegui, 2015). Este método se calcula mediante la ecuación (2.10).

$$\delta_u = \phi_u \cdot h_w \cdot \ell_p \quad (2.10)$$



**Figura 2.7.** Modelo simplificado para el cálculo de la deformación de un muro para cualquier carga (Córdova Alvéstequi, 2015).

Según el D.S.60. La longitud de la rótula plástica se considera no mayor a la mitad de la longitud del muro ( $l_p = \frac{l_w}{2}$ ).

En base al modelo simplificado se puede calcular la rotación en la rótula plástica  $\theta_u$  en base a  $\delta_u$  y la altura del muro por medio de la *ecuación (2.11)*

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{H_w} \quad (2.11)$$

De esta manera se puede relacionar  $\phi_u$  con la rotación plástica y la longitud de la rótula plástica mediante la *ecuación (2.12)*.

$$\phi_u = \frac{\theta_u}{l_p} \quad (2.12)$$

### **2.1.6. Software SAP2000**

SAP2000 V20.2.0 es un software de análisis y diseño estructural basado en elementos finitos el cual permite modelar estructuras por medio de elementos tipo línea (Frame) o elementos tipo placa (Shell) a los cuales se les asigna un tipo de material con su respectivo comportamiento lineal o no lineal. Pudiendo obtener resultados de fuerzas, momentos, deformada, entre otros. Los elementos tienen la opción de ser discretizados para obtener mayor cantidad de zonas con resultados.

SAP2000 cuenta con una herramienta de análisis llamada “Section Designer” la cual permite configurar manualmente la sección transversal de un elemento, permitiendo añadir el tipo de material y su respectiva curva de comportamiento. Dentro de esta herramienta se permite obtener la curva de interacción y su diagrama momento – curvatura basado en la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas. Además, SAP2000 permite obtener este tipo de resultados basados en supuestos y fórmulas de distintas normativas de diseño estructural, entre las cuales se encuentra el manual ACI318-08 que será utilizado para este trabajo.

### **2.1.7. Software SeismoStruct**

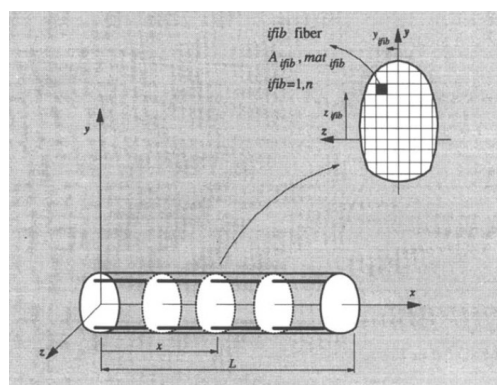
SeismoStruct 2018 (licencia académica) es un software comercial desarrollado por la compañía Seismosoft Ltda. El cual se basa en elementos finitos para análisis estructural describiendo el comportamiento de estructuras bajo cargas estáticas o dinámicas y tomando en cuenta la no linealidad de los materiales. El programa considera una plasticidad distribuida de los elementos, es decir, se capta la no linealidad a través de algunas secciones de control pudiendo describir de forma más detallada su comportamiento ante una carga sísmica (Seismosoft, 2002). El software utiliza un enfoque de fibras para obtener el estado seccional de un elemento, este se obtiene por medio de la integración de relación de tensión – deformación no lineal de cada fibra individual. Este enfoque se explica con mayor detalle en el punto 2.1.8.

El software además cuenta con la opción de realizar un análisis Pushover convencional el cual se utiliza en este trabajo. Los modelos de comportamiento de hormigón y acero vienen incorporados dentro del software por lo que solo es necesario adaptar un modelo que facilite la convergencia y que se adapte lo mejor posible a la realidad.

### 2.1.8. Modelo de fibras y obtención del estado del elemento para análisis no lineal

Para la obtención de resultados, SeismoStruct utiliza elementos fibra tipo viga – columna, los cuales se les aplica el algoritmo de solución basado en funciones de interpolación de fuerza que satisfacen el equilibrio de los momentos de flexión y la fuerza axial a lo largo del elemento. Este método predice con buena precisión el comportamiento estático no lineal y dinámico de elementos de hormigón armado (Spacone *et al.*, 1996).

Para explicar este modelo se presenta en primer lugar un elemento viga – columna (Figura 2.8) que muestra su plano de coordenadas locales y la sección transversal del elemento la cual se subdivide en una cantidad determinada de fibras. Las secciones transversales limitan los puntos de control a lo largo del eje longitudinal, donde se realizarán integraciones numéricas que conducirán a la obtención de resultados explicados más adelante.



**Figura 2.8.** Elemento tipo viga - columna con sus coordenadas locales (Spacone *et al.*, 1996).

La Figura 2.9 muestra las fuerzas y deformaciones generalizadas del elemento y la sección, las cuales se componen por los siguientes vectores:

Vector de fuerza del elemento:

$$Q = \{Q_1 \ Q_2 \ Q_3 \ Q_4 \ Q_5\}^T \quad (2.13)$$

Vector de deformación del elemento:

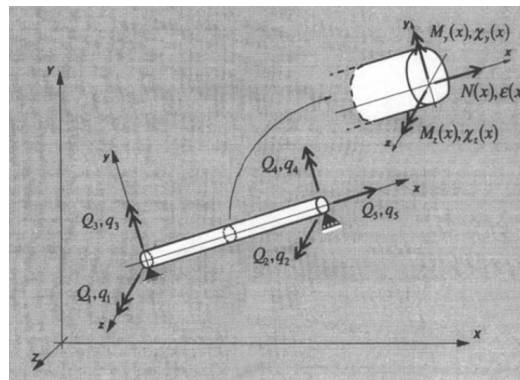
$$q = \{q_1 \ q_2 \ q_3 \ q_4 \ q_5\}^T \quad (2.14)$$

Vector de fuerza de la sección:

$$D(x) = \{M_z(x) \ M_y(x) \ N(x)\}^T \quad (2.15)$$

Vector de deformación de la sección:

$$d(x) = \{\chi_z(x) \ \chi_y(x) \ \bar{\epsilon}(x)\}^T \quad (2.16)$$



**Figura 2.9.** Fuerzas de elemento y sección de un elemento viga – columna (Spacone *et al.*, 1996)

Los vectores  $q$  y  $D(x)$  no incluyen torsión, ya que se considera que el miembro en torsión permanece elástico – lineal y desacoplado a la respuesta a flexión y axial (Spacone *et al.*, 1996).

Los resultados se obtienen por medio de ecuaciones que derivan del “método mixto de dos campos” (Two - Field Mixed Method) las cuales utilizan la forma integral del equilibrio de fuerza y relaciones esfuerzo - deformación de la sección para formar una relación matricial entre las fuerzas generalizadas del elemento y sus deformaciones correspondientes. La forma matricial de equilibrio de fuerzas se deriva del principio de desplazamiento virtual y corresponde a la *ecuación (2.17)*.

$$[F^{j-1}]^{-1} = (\Delta q^j - s^{j-1}) = \Delta Q^j \quad (2.17)$$

Para resolver la ecuación de equilibrio de la *ecuación (2.17)*, será necesario en primer lugar obtener las fuerzas y deformaciones del elemento y de la sección. Este procedimiento se basa en un algoritmo iterativo no lineal similar a Newton – Raphson que siempre busca mantener el equilibrio interno del elemento y finalmente converge a una tolerancia especificada, satisfaciendo la relación constitutiva del elemento.

Para realizar la primera iteración, es necesario conocer la deformación actual del elemento para la determinación de las fuerzas resistentes (*ecuación (2.18)*).

$$q^i = q^{i-1} + \Delta q^i \quad (2.18)$$

Luego, se obtendrá el incremento de fuerza del elemento a través del producto de la matriz de rigidez inicial y el incremento de deformaciones (*ecuación (2.19)*).

$$\Delta Q^{j=1} = [F^{j=0}]^{-1} \Delta q^{j=1} \quad (2.19)$$

Una vez obtenida la fuerza del elemento, es posible obtener el incremento de fuerza de la sección por medio de ecuaciones de interpolación que asocian las fuerzas y deformaciones del elemento con las de la sección (Spacone *et al.*, 1996). Al multiplicarse este incremento por la matriz de flexibilidad de la iteración anterior se obtiene el incremento de deformación (*ecuación (2.20)*).

$$\Delta d^{j=1}(x) = f^{j=0}(x) \Delta D^{j=1}(x) \quad (2.20)$$

Las deformaciones de la sección se actualizan entonces sumándose las iniciales por el incremento de obtenido anteriormente (*ecuación (2.21)*)



$$d^{j=1}(x) = d^{i-1}(x) + \Delta d^{j=1}(x) \quad (2.21)$$

Para esta nueva deformación de la sección se deberá determinar los esfuerzos de resistencia correspondientes por medio de un nuevo proceso que se llama “determinación del estado de la sección”, el cual en forma resumida consiste en integrar la tensión y el módulo tangente (E) (obtenidas de las relaciones constitutivas del hormigón y el acero) para obtener las fuerzas resistentes y la matriz de rigidez. La distribución de deformaciones se deriva del supuesto de que las secciones planas permanecen planas y normales al eje longitudinal, además, la matriz de flexibilidad del elemento se puede obtener al invertir la matriz de rigidez (Spacone *et al.*, 1996).

La precisión de los resultados dependerá del número de fibras de la sección, donde se recomienda tener un equilibrio entre precisión y optimización ya que, si en un modelo se utilizan pocas fibras, se tenderá a subestimar los resultados, mientras que si la sección se subdivide en muchas fibras se puede tener un costo computacional muy elevado.

### 2.1.9. Método Puntal – Tensor

El modelo Puntal - tensor nace de la continuación del modelo de diseño de la armadura propuesto por los ingenieros alemanes Ritter y Mörsch, donde se busca representar el estado y recorrido de esfuerzos de un elemento de hormigón armado sometido a fuerzas externas aplicadas. Estos esfuerzos se representan en base a barras denominadas puntales y tensores que representan el mecanismo de transferencia de carga de compresión y tracción respectivamente (Azócar, 2004). El modelo puntal - tensor permite visualizar de forma más detallada y precisa el comportamiento interno de la estructura y el recorrido de esfuerzos inclusive en las zonas donde la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas no se cumple.

Una de las razones para implementar este método es porque el análisis por el método de elementos finitos no define con exactitud los estados de post agrietamiento y post fluencia debido a las simplificaciones en cuanto al comportamiento de los materiales.

Este modelo actualmente se incluye en el código de diseño de hormigón armado ACI318-08 debido a las limitaciones que se tienen de los métodos tradicionales en cuanto al diseño de zonas con discontinuidades.

#### **2.1.10. Modelo tridimensional Beam Truss Model**

A continuación se presenta el modelo puntal – tensor Beam Truss Model (BTM), propuesto por Marios Panagiotou y Yuan Lu (2014), el cual consiste en un modelo no lineal con elementos tipo viga y reticulado que permite representar el comportamiento de muros estructurales sujetos a cargas laterales. En su reporte del 2014 ellos propusieron modificaciones de su versión inicial del BTM para capturar mejor la interacción de flexión y cizalle y una modelación más precisa de las fallas de corte diagonal en muros rectangulares y compuestos. Este modelo fue validado mediante un ensayo experimental de ocho muros sometidos a cargas cíclicas estáticas, incluyendo dos secciones compuestas bajo cargas cíclicas multi axiales, un espécimen de losa y un sistema de muro – losa acoplado de cinco pisos bajo una excitación triaxial de base dinámica. Se obtuvieron buenas correlaciones en cuanto a los ensayos experimentales y los modelados con el modelo BTM en cuanto al tipo de falla y drift de los muros.

#### **2.1.11. Descripción general del modelo**

Para explicar la formulación del modelo BTM se utiliza como ejemplo un muro T de altura  $H$ , espesores  $t_x = t_y$  y largos  $L_x$  y  $L_y$  correspondiente a los ejes  $x$  e  $y$  perpendiculares entre si (Figura 2.10(a)).

La Figura 2.10(b) muestra el modelo BTM para ese muro, el cual se compone por barras verticales, horizontales y diagonales. Los encuentros entre barras se denominan nodos y están compuestos por seis grados de libertad cada uno.

La Figura 2.10(c) muestra en detalle el sub-segmento “S” de la sección “BDHF”, con sus armaduras de borde, intermedias y horizontales.

Por medio de la Figura 2.10(d) y (e) se pueden ver las barras verticales que se ubican en la intersección ala – alma y en todos los bordes. Estas se denominan “vigas verticales” y modelan las enfierraduras de las puntas de los muros y el encuentro perpendicular. Las vigas verticales y horizontales interiores son llamadas “vigas fijas” y modelan la armadura vertical de flexión y la horizontal de corte. Estas barras poseen además rigidez flexural fuera del plano.

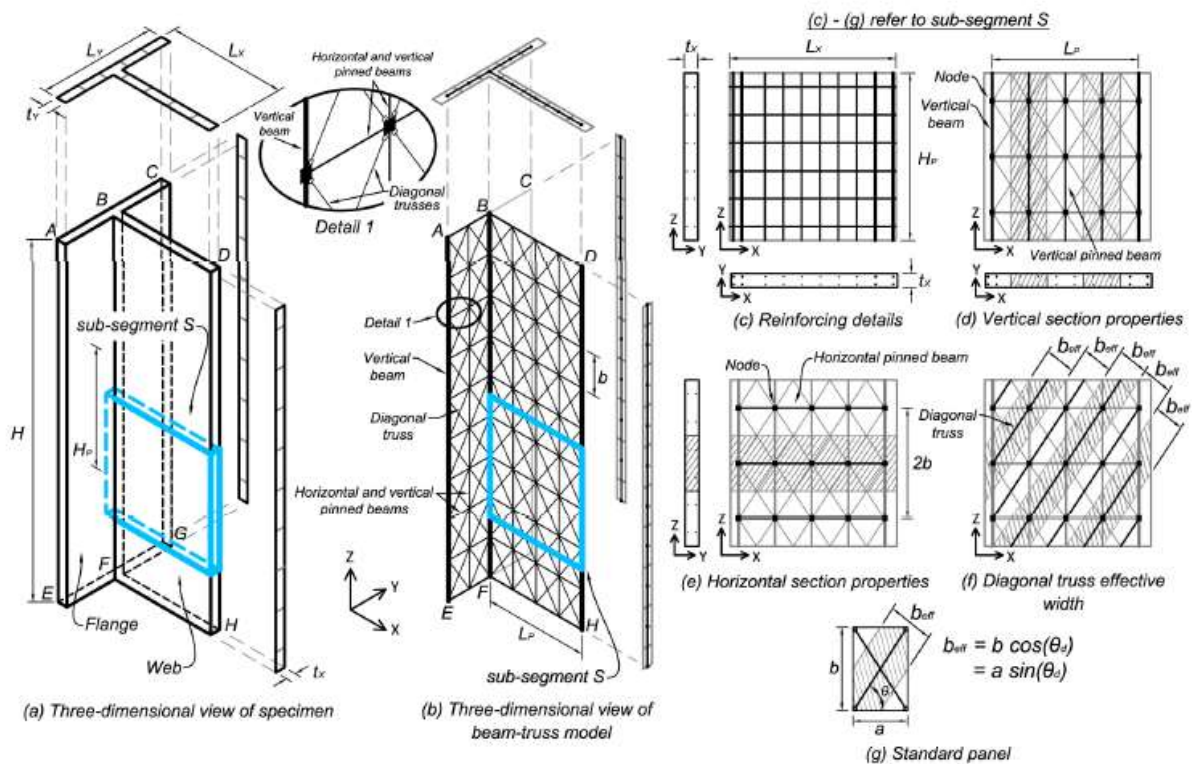
Por último, se tienen las diagonales que forman un enrejado entre barras verticales y horizontales como se aprecia en la Figura 2.10(f), las cuales se les llama “elemento reticulado” y representan solo el hormigón sometido a esfuerzos axiales a compresión ignorando su resistencia a tracción.

En el caso de las diagonales, se estudió el efecto del ángulo ( $\theta_d$ ) que se forma entre el elemento horizontal y la diagonal y como afecta en la respuesta del modelo, concluyendo que para valores comprendidos entre  $45^\circ$  y  $65^\circ$  se obtienen resultados óptimos (Lu y Panagiotou, 2014).

La Figura 2.10(g) muestra que el ancho efectivo ( $b_{eff}$ ) de la diagonal dependerá directamente del ángulo  $\theta_d$  y se calcula como  $b_{eff} = b \cdot \cos(\theta_d) = a \cdot \sin(\theta_d)$  donde b y a son corresponden a la dimensión vertical y horizontal del panel.

Se tienen las siguientes consideraciones generales para el modelo BTM:

- El modelo incorpora la interacción flexión – corte y los modos de falla de compresión diagonal y tensión diagonal.
- Los elementos diagonales no tienen resistencia a tracción.
- Todos los elementos se encuentran liberados a torsión.
- El modelo considera la base empotrada.
- El modelo no incluye el efecto de deslizamiento por adherencia, deformación por penetración de barras ancladas, pandeo de barras ni efecto P-delta.



**Figura 2.10.** Explicación del modelo puntal tensor Beam Truss Model para un muro T (Lu y Panagiotou, 2014).

### 2.1.12. Análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal o Pushover consiste en un método que evalúa la respuesta no lineal de los elementos de una estructura por medio de la aplicación de una fuerza o desplazamiento lateral incremental sobre esta hasta alcanzar su capacidad máxima de deformación. Este método permite conocer la capacidad de corte que se produce en la base de la estructura al aplicar el patrón de carga seleccionado. Al relacionar la capacidad de corte basal con el desplazamiento en el techo de la estructura se obtiene una relación conocida como curva de capacidad.

Al tratarse de un incremento de cargas laterales, a medida que la estructura alcanza un desplazamiento determinado se busca resolver de manera iterativa las ecuaciones de equilibrio

estático para luego continuar con el siguiente incremento. La aplicación de la fuerza puede concentrarse en uno o varios nodos de control dependiendo la distribución que esta fuerza a lo largo de la altura de la estructura.

### 2.1.13. Fase de control de la carga

Para el análisis incremental, el software SeismoStruct considera que la carga lateral va aumentando según la *ecuación (2.22)* la cual calcula el producto de una carga nominal ( $P_0$ ) definida por el usuario y un factor de carga ( $\lambda_i$ ) que se va actualizando automáticamente hasta que el muro alcanza su desplazamiento objetivo.

$$P_i = P_0 \cdot \lambda_i \quad (2.22)$$

El factor de carga varía entre 0 y un multiplicador que logra el desplazamiento objetivo del muro ( $\lambda_f$ ). El incremento del factor de carga ( $\Delta\lambda_i$ ) corresponde a la relación entre  $\lambda_f$  y un número de incrementos definido por el usuario en el programa, tal como lo indica la *ecuación (2.23)*.

$$\Delta\lambda_i = \frac{\lambda_f}{N^\circ \text{ incrementos}} \quad (2.23)$$

El software ofrece tres tipos de formas en que aumentará  $\lambda_i$ . Estas estrategias se conocen como 1) Fase de control de la carga, 2) Fase de control de la respuesta y 3) Fase de control automático de la respuesta. Para este trabajo se profundizará únicamente en la fase de control de la respuesta ya que es la estrategia más utilizada para los análisis Pushover convencionales.

Para la fase de control de la respuesta se controla un nodo particular de la estructura junto con el grado de libertad o dirección que se desea analizar, ambos se indican previamente por el usuario. Se define además un desplazamiento objetivo que al alcanzarse se terminará el análisis y un número de incrementos para la *ecuación (2.22)*.

## 2.2. Estado del arte

Debido al terremoto del Maule se establecieron modificaciones en la normativa chilena, entre ellas, la creación del D.S.60 cuyo enfoque son aspectos que no fueron abordados en la NCh430 Of.2008. En particular, para el diseño en flexo - compresión de muros especiales, el D.S.60 modifica y agrega requisitos de diseño estableciendo que los muros estructurales deberán: 1) Ser analizados como secciones compuestas pudiendo considerarse un ancho de ala efectivo. 2) Tener una carga axial máxima de  $P_u = 0.35f'_cA_g$  para muros rectangulares la cual asegura una capacidad mínima de curvatura plástica. 3) Tener la obligación de asegurar una capacidad de curvatura consistente con la demanda y 4) Considerar elementos de borde en casos estipulados por el decreto. Adicionalmente, se indica a través de un comentario que el límite de la carga axial es aplicable solo para muros de secciones rectangulares, aclarando que podría no ser suficiente para secciones compuestas (T, L o C). Esto en consecuencia deja abierto el campo de estudio del límite axial para dichas secciones.

Dentro de los cambios importantes en cuanto a análisis de los muros, el decreto establece que las secciones compuestas deberán ser analizadas completas considerando su armadura correspondiente, o en caso alternativo, se podrá considerar un ancho efectivo del ala igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 25% de la altura total del muro. Esto quiere decir que no se puede pasar por alto la geometría en planta de un muro o descomponerlo en muros rectangulares.

Thomsen y Wallace, (2004) analizaron experimentalmente dos muros rectangulares y dos muros T que fueron sometidos a cargas laterales cíclicas crecientes y a una carga axial constante  $P = 0.1f'_cA_g$ . concluyendo que el tipo de muros compuestos requieren un cuidado especial en cuanto al confinamiento ya que para efectos de diseño, estos muros presentan distintos comportamientos según el sentido de análisis, tal como se demostró para la probeta de estudio "TW2" correspondiente a un muro tipo T, indicando que cuando el alma se comprime la sección alcanza una deformación de acortamiento más rápido que el caso del ala en compresión (Thomsen y Wallace, 2004).

Cesar Osses (2015) en su trabajo de título analizó muros compuestos con forma de T, L y C, discutiendo en base a sus resultados si el límite establecido por la norma es adecuado o no, utilizando como variable de estudio distintos confinamientos. Como resultado de este estudio se concluye que a pesar de cumplir con la capacidad de carga axial no se asegura ductilidad, sugiriendo realizar un análisis de interacción y curvatura de forma paralela para asegurar la plastificación del muro.

Por otro lado, se analizó el comportamiento de muros compuestos con irregularidades en la vertical. Estos muros irregulares se compararon con un muro rectangular y fueron analizados por medio de un modelo no lineal simplificado con elementos biarticulados (STM), estudiando el efecto de estas irregularidades y detectando concentraciones de tensiones (Bonelli et al., 2019). El modelo STM fue validado y comparado al modelo BTM de Lu y Panagiotou, (2014) proponiendo simplificaciones que permiten una convergencia más rápida de los modelos.

**CAPÍTULO 3**  
**DESCRIPCIÓN DE ACTIVIDADES**  
**REALIZADAS**

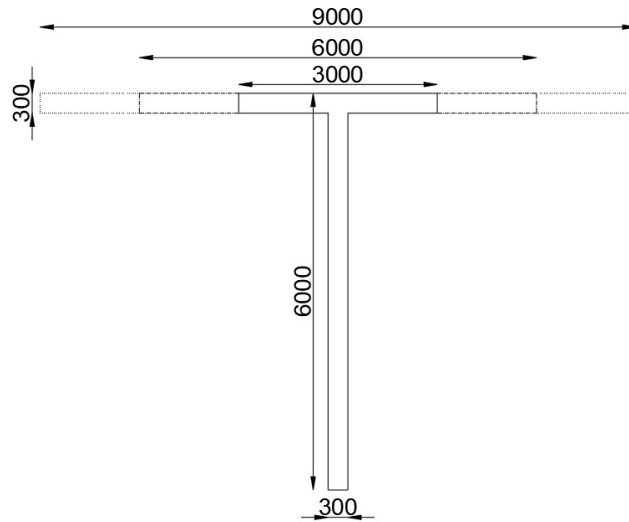


### Capítulo 3. Descripción de actividades realizadas

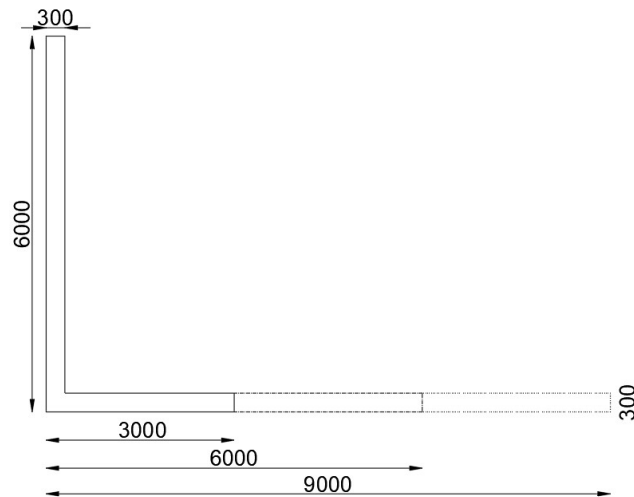
El presente capítulo describe todas las consideraciones, simplificaciones y actividades realizadas para lograr cumplir los objetivos propuestos en este trabajo.

#### 3.1. Definición de las variables y muros de estudio

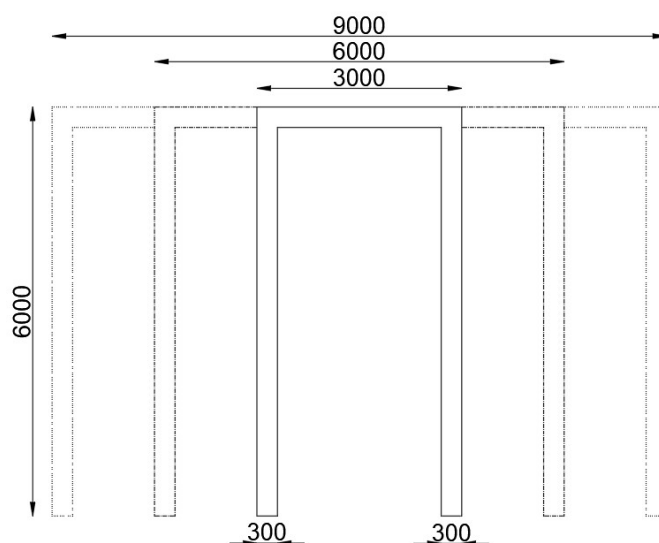
La Figura 3.1, Figura 3.2 y Figura 3.3 muestran los muros de estudio para el análisis seccional, los cuales tienen configuraciones geométricas comunes de edificios habitacionales de hormigón armado basadas en los trabajos de Estay (2008) y Calderón (2007), junto con las cuantías de cada muro de estudio según el código ACI318-08. Estas características se resumen en la Tabla A.1 de la sección de Anexos. A modo general, se escogió como geometría, un largo del alma de  $L_w = 600$  [cm], una altura de entre piso  $h_w = 250$  [cm], un espesor  $e_w = 30$  [cm]. En cuanto a la calidad de los materiales, se utilizó un hormigón de calidad G25 y un acero de calidad A630-420H siendo estos materiales representativos en la mayoría de los muros estudiados por Estay (2008). Estos parámetros mencionados permanecieron fijos en todos los muros de estudio exceptuando las relaciones de medida entre el ala ( $A_f$ ) con respecto al alma ( $A_w$ ), tomándose relaciones  $A_f/A_w$  de 0.5, 1.0 y 1.5 donde la dimensión del alma permanece constante.



**Figura 3.1.** Dimensionamiento de los muros tipo T, unidades en [mm].



**Figura 3.2.** Dimensionamiento de los muros tipo L, unidades en [mm].



**Figura 3.3.** Dimensionamiento de los muros tipo C, unidades en [mm].

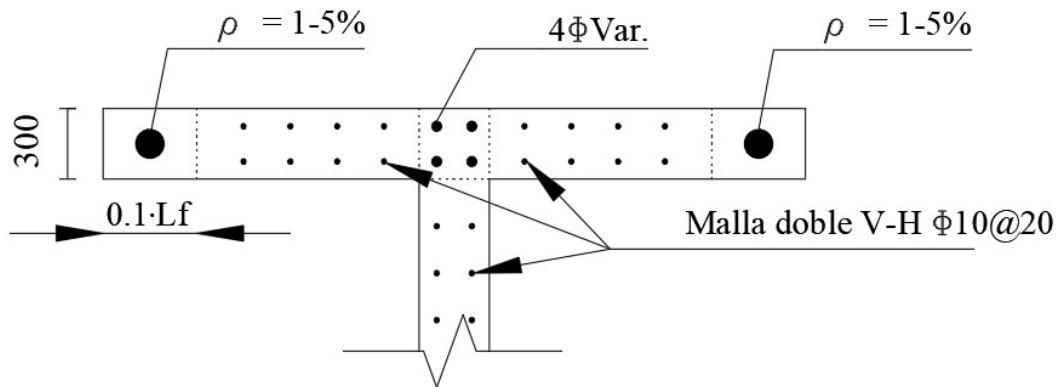
La Figura 3.4 indica que para los muros compuestos las armaduras longitudinales varían solo en los bordes, manteniéndose una cantidad constante de acero en el encuentro de ala y alma, mientras que para la malla se mantiene una cuantía mínima ( $\rho_v = \rho_h = 0.25\%$ ) según ACI318-08.

Para el análisis seccional, se estudió la capacidad de balance de 15 muros T y 15 muros L con diferentes cuantías y relaciones ( $A_f/A_w$ ), mientras que para la sección C se tomó una menor cantidad de muros representativos debido a las similitudes de resultados con respecto a los muros T y L.

En cuanto al análisis no lineal se consideró una altura total de 10 metros distribuida en 4 pisos de 2.5 m cada uno, ya que el comportamiento inelástico que se desea estudiar está comprendido cerca de la zona crítica, además de simplificar los modelos y poder lograr la convergencia numérica. Por otro lado, no se consideraron aperturas ni irregularidades en la vertical en ningún caso de muro estudiado.

En resumen, se tiene que las variables para los muros compuestos son las siguientes:

- Relación Ala (variable)/Alma (fija) = 0.5 – 1.0 – 1.5.
- $\rho$  [%] = 1.0 – 2.0 – 3.0 – 4.0 – 5.0 (Cuantía del elemento de borde).



**Figura 3.4.** Detalle acero de refuerzo en los muros de estudio.

### 3.2. Definición de los modelos de comportamiento de hormigón y acero

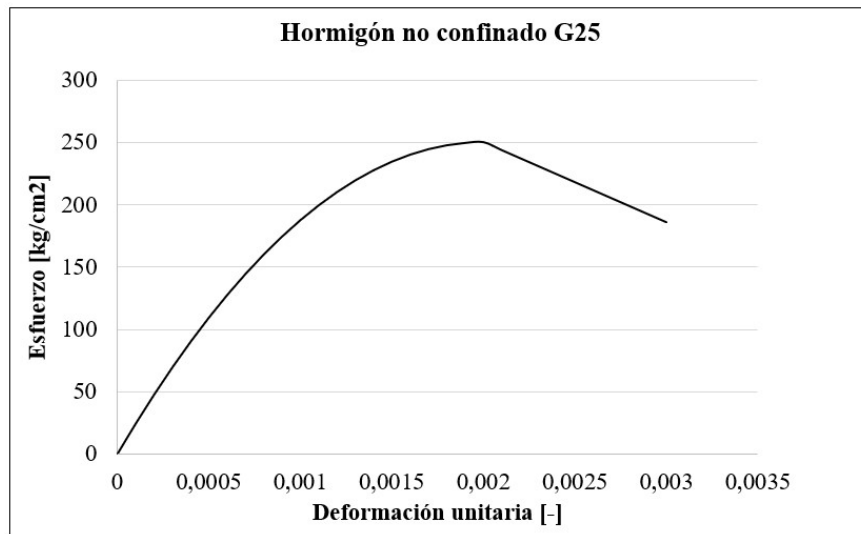
Para el análisis seccional, se elaboraron las curvas de hormigón no confinado y acero utilizando una planilla de cálculo Excel considerando los modelos y ecuaciones de la sección 2.1.1. Una vez construidas las curvas de comportamiento, estas fueron introducidas manualmente al software SAP2000 dentro de la opción de creación de material para así modelar el material.

Según ACI318-08, se consideró que los módulos de elasticidad para hormigón y el acero corresponden a  $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$  [MPa] y  $E_s = 210000$  [MPa] respectivamente.

#### 3.2.1. Hormigón

Para la curva de hormigón no confinado se consideró como datos de entrada una resistencia máxima a compresión de  $f'_c = 25$  [MPa] junto a su deformación unitaria máxima  $\epsilon_0 = 0.2\%$  según Hognestad (1951) y un módulo de elasticidad de  $E_c = 23500$  [MPa]. Se construyeron las curvas según las ecuaciones del modelo de Hognestad en la sección 2.1.1, dándose distintos valores de deformación unitaria desde  $\epsilon = 0$  hasta  $\epsilon_0$  y desde  $\epsilon_0$  hasta  $\epsilon_{cu}$  con un paso de  $\epsilon = 0.0001$ .

A modo de simplificación no se consideró el comportamiento a tracción del hormigón dado su baja resistencia. Para fines de diseño esta suposición resulta conservadora ya que permite que solo el acero se lleve todo el esfuerzo a tracción (Park y Paulay, 1988). La Figura 3.5 muestra la curva que fue introducida a SAP2000.



**Figura 3.5.** Modelo de Hognestad para un hormigón G25.

### 3.2.2. Acero

Para construir la curva de acero, se consideró como datos de entrada una tensión de fluencia  $f_y = 420$  [MPa] a una deformación  $\epsilon_y = 0.2\%$ , una tensión de rotura  $f_u = 630$  [MPa] a una deformación  $\epsilon_{su} = 6\%$  (Rondon, 2005), una deformación de endurecimiento  $\epsilon_{sh} = 1\%$  (Paulson et al., 2016) y un módulo de endurecimiento  $E_{sh} = 7000$  [MPa] (Moehle, 2015).

La curva se construyó según las ecuaciones del modelo de Mander de la sección 2.1.1, dándose valores desde  $\epsilon = 0$  hasta  $\epsilon_{su}$  con un paso de  $\epsilon = 0.001$ . La Figura 3.6 muestra la curva del modelo construido que fue introducida a SAP2000.

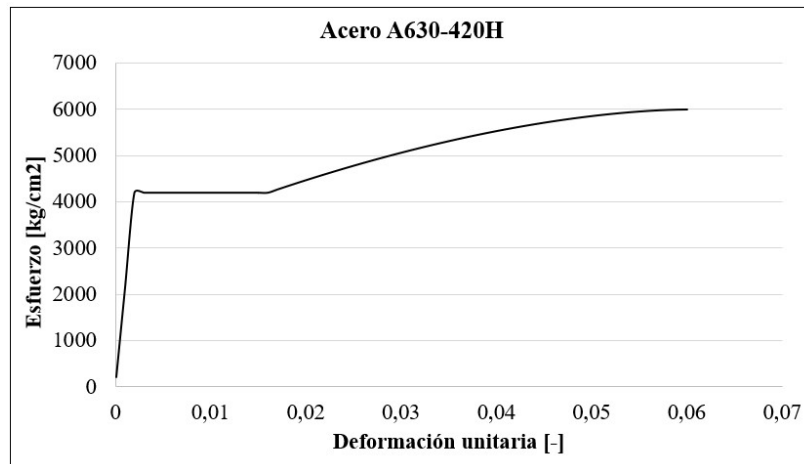


Figura 3.6. Modelo de Mander para un acero de refuerzo A630-420H.

### 3.3. Construcción de diagramas de interacción

Los muros de estudio fueron sometidos a un análisis tensional basado en la proporcionalidad de deformaciones y considerando el equilibrio de fuerzas donde cada muro (exceptuando el rectangular) fue analizado en su eje fuerte y débil en los según el ala y el alma comprimida respectivamente tal como lo indica la Figura 3.7. Estas curvas se construyeron por medio de “Section Designer” del software Sap2000, la cual construye un diagrama de interacción a través de la sección dibujada, considerando la resistencia nominal y última del muro.

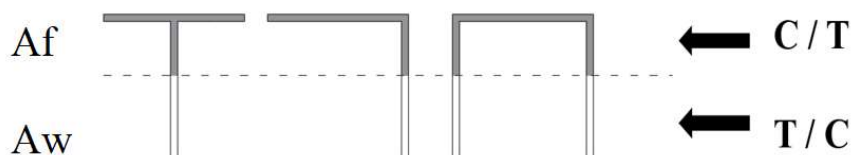


Figura 3.7. Sentidos de análisis para los muros T, L y C.

### 3.4. Construcción de diagramas momento - curvatura y corte - desplazamiento de techo

Se construyeron diagramas momento - curvatura ( $M - \phi$ ) para cada muro sometidos a sus respectivas capacidades balance nominales como carga axial y una carga considerando el límite del D.S.60. Para esta última carga se verificó la ductilidad ( $\mu$ ) de cada curva. Estos diagramas se construyeron a través de Sap2000 utilizando la herramienta "Section Designer" de igual forma como se obtuvieron los diagramas de interacción. Como dato de entrada debió considerarse una carga axial de compresión y la sección dibujada previamente con sus materiales definidos.

Además de la obtención de los diagramas  $M - \phi$ , estas curvas se transformaron a relaciones de corte basal vs desplazamiento de techo ( $Q_b - \delta$ ) con el fin de comparar los resultados obtenidos por el análisis no lineal. Se utilizaron las ecuaciones del método simplificado de la sección 2.1.5 para transformar la curvatura en desplazamiento de techo asumiendo una longitud de rótula plástica  $L_p = (L_w/2)$ .

### 3.5. Validación del modelo BTM.

#### 3.5.1. Descripción del muro de ensayo

El modelo BTM fue calibrado para este trabajo tomando un muro rectangular del trabajo de Thomsen y Wallace (2004) y sometándolo a un análisis Pushover y comparando los resultados del modelo BTM con los resultados del ensayo de este muro.

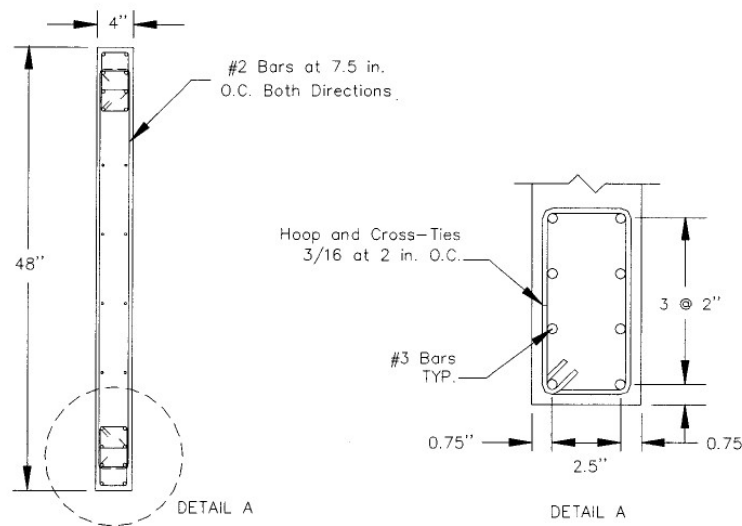
La Figura 3.8 muestra el muro "RW2" que corresponde al muro ensayado bajo cargas cíclicas mostrando los detalles de dimensiones y refuerzos. El muro tiene un largo  $L_w = 48"$  (121.92 cm), un espesor  $e = 4"$  (10.16 cm) y cuenta con refuerzos horizontales y verticales que corresponden a barras #2 (0.635 cm) separadas a 7.5" (19.05 cm), mientras que los bordes están armados con 8 barras longitudinales #3 (0.95 cm) separadas a 2" (5.08 cm). Se tiene un confinamiento con

estribos de 3/16" (0.476 cm) de diámetro separados a 2" (5.08 cm). Las propiedades de los materiales se muestran en la Tabla 3.1, donde la curva de comportamiento para el hormigón confinado fue desarrollada mediante el modelo propuesto por Razvi y Saatcioglu (1992) mientras que para las barras de acero se utilizó el modelo de Mander (1983).

La discretización que se utiliza para el muro RW2 pretende ser lo más simétrica posible tanto en altura como en su sección transversal. Como bien muestra la Figura 3.9, se tienen cinco tipos de elementos, los cuales corresponden a elementos verticales confinados (V1), elementos verticales no confinados (V2), elementos horizontales (VH) y diagonales (D1 y D2).

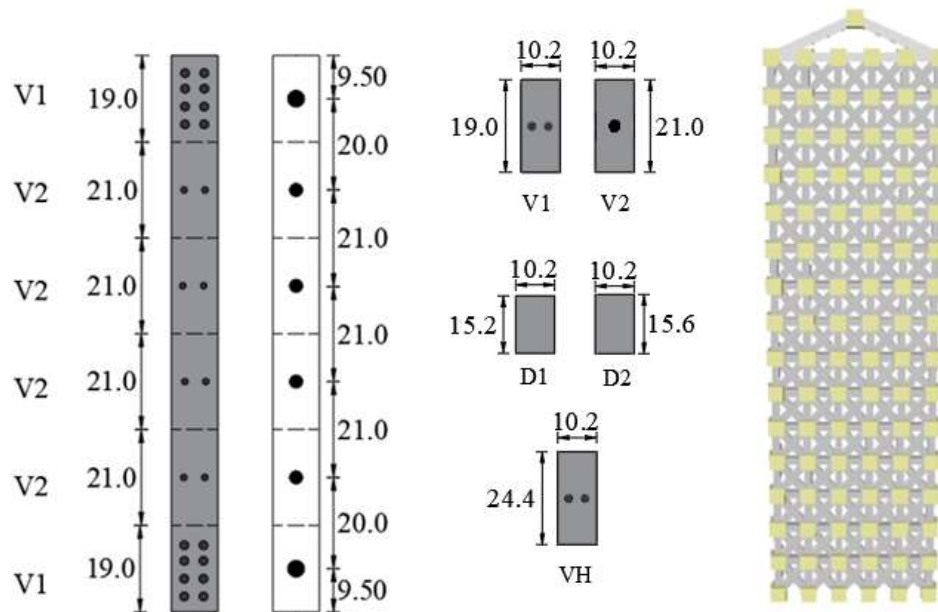
**Tabla 3.1.** Propiedades de hormigón y acero del muro RW2.

Hormigón		Acero	
$f'_c$ [Mpa]	27.4	$f_y$ [Mpa]	434
$f''_c$ [Mpa]	34.4	$f_u$ [Mpa]	641
$\epsilon_0$	0.20%	$\epsilon_{sh}$	1.6%
$\epsilon'_0$	0.56%	$\epsilon_{su}$	10%



**Figura 3.8.** Muro rectangular RW2 (Thomsen y Wallace, 2004).





**Figura 3.9.** Discretización y modelación del muro RW2, unidades en [cm].

### 3.5.2. Comparación de resultados

Se muestra por medio de la Figura 3.10 el resultado experimental del muro RW2, el cual fue sometido a una fuerza lateral de 160 [kN] alcanzando una deformación de 85.5 [mm] donde el desplazamiento fue medido en su punto de aplicación de la carga. El muro describe una curva de histerética debido a las cargas cíclicas a las que fue sometido, donde se sobrepone la curva del modelo BTM aplicando una carga incremental monotonica. Esta curva corresponde a la capacidad de desplazamiento del muro versus fuerza lateral aplicada en el nodo superior de la estructura, se observa que la curva envuelve casi perfectamente en la etapa de rigidez inicial del muro, sin embargo, el modelo subestima levemente la capacidad del muro en la etapa de degradación de rigidez a los 23 [mm] aproximadamente. A pesar de esto, los resultados se ajustan satisfactoriamente al ensayo experimental y las pequeñas diferencias deberán ser considerados para los resultados obtenidos de los muros de estudio.

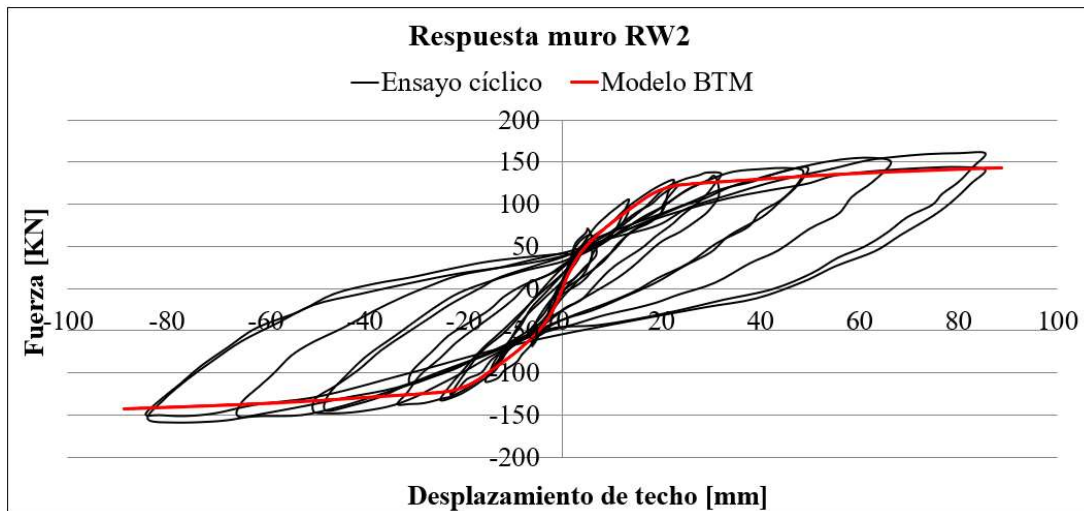


Figura 3.10. Resultados del ensayo cíclico y el modelo BTM en el muro RW2.

### 3.6. Modelación BTM

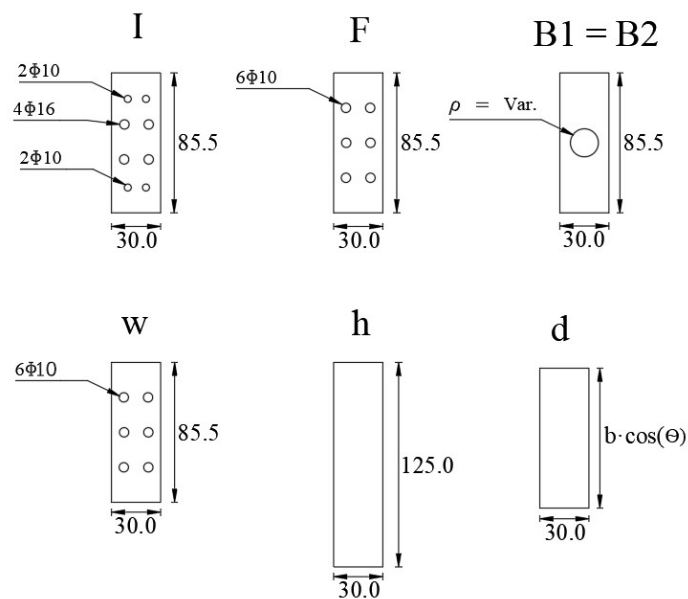
#### 3.6.1. Discretización y clase de elementos

La Figura 3.11 muestra la discretización de los muros estudiados. Se tiene que los elementos de borde tanto de las alas como el alma quedan ubicados dentro de elementos llamados "B1" y "B2", los cuales miden 30x85.5 [cm] cada uno. El refuerzo de estos elementos variará según los elementos de borde cada uno de los muros de estudio.

Los elementos que representan la malla vertical de las alas y el alma (F y W) tienen una sección transversal de 30x85.5 [cm] y se les agregó seis barras de refuerzo de la malla vertical con tal de modelar lo mejor posible la distribución de la malla real. Las barras horizontales (H) tienen una separación de  $d/125$  [cm] entre cada barra la cual coincide con una discretización de cinco barras por piso (altura de entre piso = 250 cm). En cuanto a las diagonales (D) su largo de la sección transversal se calculó dependiendo de las barras verticales y horizontales como se explicó en la sección 2.1.10 y se consideró un ancho de 30[cm] que coincide con el espesor del muro. Para la barra vertical del encuentro entre ala y alma (I) se consideraron los refuerzos correspondientes más

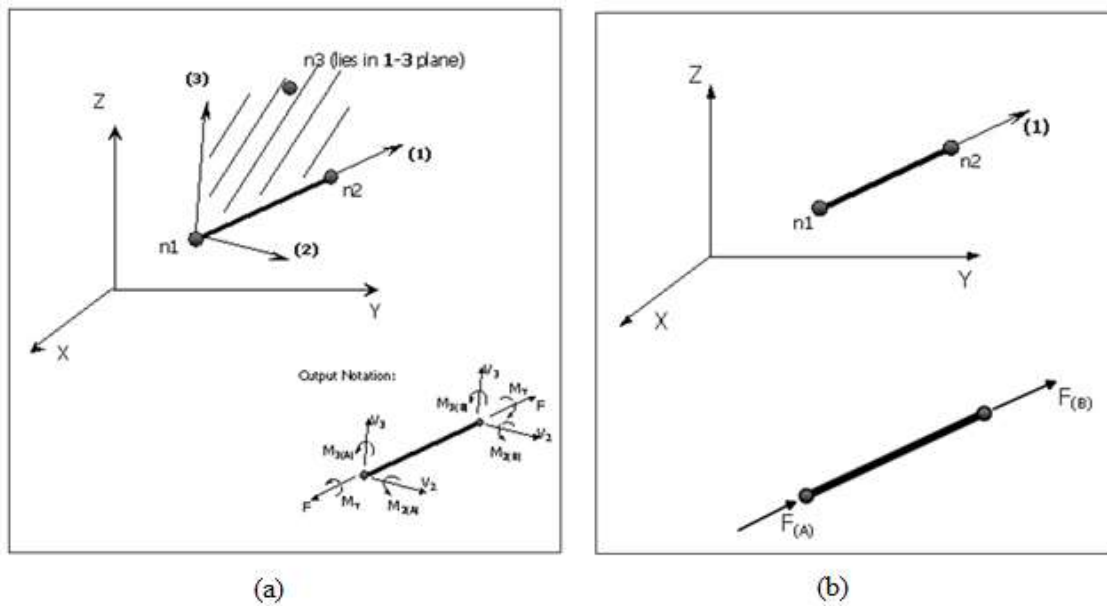
dos pares de refuerzo de la malla que continúan a lo largo del ala. La sección transversal para cada uno de los muros discretizados se muestra en la sección de Anexos.

Se tiene que con estas relaciones, el ángulo de inclinación de las diagonales se encuentra entre  $47^\circ$  y  $52.8^\circ$  para todos los casos, lo cual se consideró aceptable al encontrarse dentro del rango propuesto por Lu y Panagiotou (2014) que asegura resultados óptimos.



**Figura 3.11.** Sección de los elementos verticales, horizontales y diagonales para el modelo BTM, unidades en [cm].

La Figura 3.12 muestra los elementos utilizados en el modelo BTM. Se tiene en primer lugar un elemento inelástico de pórtico denominado “InfrmFB” (Figura 3.12(a)) el cual es capaz de capturar el comportamiento inelástico a lo largo de toda la longitud del miembro estructural (Seismosoft, 2002) y por lo tanto obtener resultados precisos del modelo. Esta clase de elemento se asignó para las vigas verticales de borde, alma y alas mientras que el elemento inelástico reticulado denominado “Truss” (Figura 3.12(b)) es adecuado para modelar elementos que trabajan únicamente en dirección axial. Este elemento fue asignado a diagonales y elementos horizontales.



**Figura 3.12.** Elemento inelástico de pórtico (a) y elemento inelástico reticulado (b) (Spacone *et al.*, 1996).

### 3.6.2. Curvas de comportamiento de los materiales para el modelo BTM

Para el comportamiento del hormigón no confinado se utilizó una curva tri - lineal simplificada que considera una resistencia nula a tracción. Este modelo se conoce con el nombre "Con\_tl" dentro de SeismoStruct y fue adaptada para las características del hormigón a utilizar. Esta curva se utilizó con el fin de simplificar el modelo y facilitar la convergencia numérica.

Las variables de entrada corresponden a la resistencia a compresión ( $f'_c$ ), una rigidez elástica inicial ( $E_c$ ), una rigidez luego de alcanzar la resistencia máxima del hormigón ( $E_{c2}$ ), una resistencia residual ( $f_{c2}$ ) y por último el peso específico del material ( $\gamma_h$ ). La Tabla 3.2 resume los parámetros de entrada conforme a un hormigón de calidad G25.

**Tabla 3.2.** Parámetros de entrada para el modelo de hormigón G25.

HormigonG25		
$f'_c$	25	[Mpa]
$E_c$	15000	[Mpa]
$E_{c2}$	-10000	[Mpa]
$f_{c2}$	5	[Mpa]
$\gamma_h$	2.5	[T/m <sup>3</sup> ]

La curva de comportamiento del acero de refuerzo se define con un modelo que provee de igual forma el programa, el cual es del tipo uniaxial bi - lineal con endurecimiento cinemático. Se tiene la fase elástica constante llegando hasta el punto de fluencia, donde se describe la plastificación del elemento como una función lineal en base su endurecimiento cinemático (Seismosoft, 2002).

Para describir el modelo se utilizan como parámetros de entrada el módulo de elasticidad ( $E_s$ ), el límite de fluencia ( $f_y$ ), el parámetro de endurecimiento por deformación ( $\mu$ ) el cual corresponde a la razón entre la rigidez post fluencia ( $E_{sp}$ ) y  $E_s$ . Para definir  $E_{sp}$  se obtiene la pendiente entre la resistencia última del acero y la de fluencia.

El siguiente parámetro de entrada es la deformación por rotura/pandeo ( $\epsilon_u$ ) y por último el peso específico del acero ( $\gamma_s$ ). La Tabla 3.3 resume los parámetros de entrada utilizados para un acero de calidad A630-420H.

**Tabla 3.3.** Parámetros de entrada para el modelo de acero A630-420H.

Acero A630-420H		
$f_y$	420	[Mpa]
$E_s$	210000	[Mpa]
$\mu$	0.015	[-]
$\epsilon_u$	1	[-]
$\gamma_s$	7.8	[T/m <sup>3</sup> ]

### 3.6.3. Definición de nodos y elementos

Para dibujar la estructura dentro del programa, los nodos y la conectividad de elementos fueron definidos por medio de planillas de cálculo las cuales se importaron al programa sin mayores problemas ya que SeismoStruct posee una vinculación directa con Excel. Para la definición de nodos se requirió definir la ubicación en el espacio, el nombre y el tipo de nodo. En todos los casos el tipo de nodo fue designado como “nodo estructural” y su ubicación en el espacio varía dependiendo el muro que se quiera dibujar. Una vez ubicados los nodos en el espacio el programa le asigna seis grados de libertad a cada uno de forma automática.

Seguido a esto, para crear cada conectividad entre nodos se llenó una planilla que indica la numeración, clase del elemento, los nodos que se unen, la consideración de un cacho rígido (en caso de usar), liberación de fuerzas del elemento y finalmente una constante de tiempo de activación y desactivación, cuyo valor se deja por defecto con los valores  $-1e20$  y  $1e20$  respectivamente, esta constante indica que el elemento se activará al inicio de cualquier análisis y no se desactivará mientras dure este.

Para definir los elementos reticulados se requirió definir únicamente los nodos de los extremos que los unen, mientras que en el caso de un elemento de pórtico inelástico se requirió definir tres nodos, los dos primeros corresponden a los extremos del elemento definiendo la longitud, mientras que el tercero corresponde a la orientación de la sección transversal. Para todos los casos de pórtico inelástico se utilizó un ángulo de orientación nulo ( $\text{deg} = 0^\circ$ ).

### 3.6.4. Vínculos internos y externos

Dentro del programa se realizó una vinculación interna llamada “GDL enlazado” la cual restringe los nodos seleccionados a un nodo maestro. Esta vinculación se realizó para simular un diafragma rígido en cada piso generando compatibilidad de deformaciones a lo largo del eje de análisis.

Se definieron las vinculaciones externas para los nodos de la base restringiendo sus seis grados de libertad para generar un empotramiento, añadiendo la restricción "x + y + z + rx + ry + rz" dentro del software para dichos nodos.

### 3.6.5. Cargas utilizadas

Finalmente, se consideró dentro del programa una carga axial correspondiente a la capacidad nominal de balance que resulta del análisis seccional de cada muro. La carga fue introducida como una carga permanente y distribuida en cada uno de los nodos superiores de la estructura en dirección del eje "z".

Como carga lateral, se consideró una carga incremental en dirección del eje paralelo al alma de los muros, con un valor nominal constante de  $P_0 = 100$  [KN] teniéndose un control de respuesta hasta un desplazamiento objetivo de 20 cm y considerándose 4000 incrementos de carga para todos los muros. Con el fin de simplificar el modelo, en este trabajo se concentró la fuerza como carga puntual solo en el nodo superior del centro de los muros.

**CAPÍTULO 4**  
**RESULTADOS Y DISCUSIÓN**



## Capítulo 4. Resultados y discusión

### 4.1. Generalidades

A continuación, se presentan todos los resultados obtenidos en este trabajo los cuales fueron separaron según el análisis seccional y análisis no lineal por medio del modelo BTM.

En primer lugar, se buscó la ubicación de la capacidad nominal de carga axial balanceada ( $P_b$ ) de un muro rectangular para conocer su cercanía con respecto a la carga  $P_u$  límite que establece el D.S.60 y confirmar que este límite realmente proporciona un comportamiento mínimo dúctil en el muro, luego se calcularon las capacidades axiales balanceadas  $P_b$  de los muros T, L y C en ambos sentidos de análisis para estudiar su comportamiento y como varía según las cuantías de los bordes y las relaciones de aspecto ( $A_f/A_w$ ).

Las capacidades axiales  $P_b$  fueron normalizadas dividiéndose por la resistencia a compresión del hormigón y el área bruta del muro compuesto como lo indica la *ecuación (4.1)*. Esto permitió comparar de manera porcentual estas cargas con el límite 0.35 del D.S.60. Debido a la similitud de resultados de comportamiento los muros T y L se analizaron en forma conjunta.

$$P [\%] = \frac{P_b}{f'_c A_g} \quad (4.1)$$

Luego de analizar la variación de las capacidades  $P_b$ , se obtuvieron las relaciones  $M - \phi$  para cada uno de los muros, evaluados en la carga límite del D.S.60 con el fin de analizar y verificar si el acero se encuentra en fluencia antes que el hormigón en ambos sentidos de análisis.

De forma paralela, se obtuvieron los resultados para los modelos no lineales tomando los muros R1, T1, T2, T3, L1 y C2. Debido a la similitud de resultados de los muros L1 y C2 con respecto a los muros T, se analizaron solo los muros T1, T2 y T3, incluyendo los otros dos en la sección de Anexos.

Los muros modelados no linealmente fueron sometidos a la misma carga  $P_b$  obtenido de los diagramas de interacción del análisis seccional, esto es para comparar las principales diferencias de respuesta entre ambos tipos de análisis. Del modelo no lineal se obtuvo la curva de capacidad  $(Q - \delta)$  de cada uno de los muros modelados y se comparó con respecto a las relaciones  $M - \phi$  del análisis seccional de los mismos muros. Para lograr esta comparación, las curvas  $M - \phi$  fueron transformadas a curvas de capacidad por medio del método aproximado explicado en la sección 2.1.5.

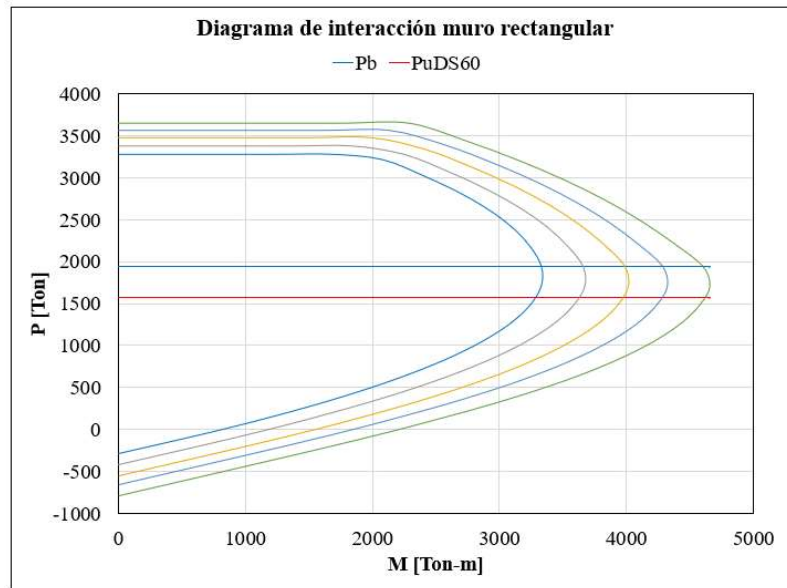
Por último, se graficaron las deformaciones unitarias a lo largo del alma para todos los muros y en ambos sentidos de análisis. Estas deformaciones fueron extraídas del modelo BTM para conocer cómo se comportan en relación a la suposición hecha en un análisis seccional en una condición de balance.

## 4.2. Análisis seccional

### 4.2.1. Muros rectangulares

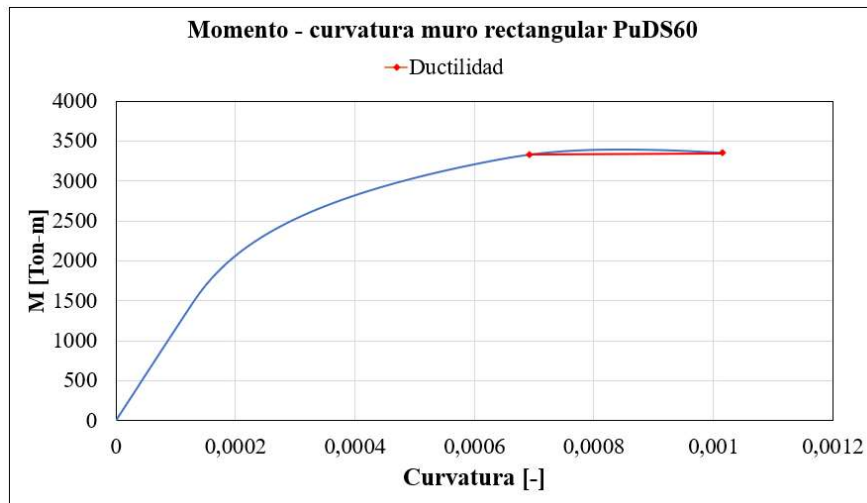
Se tienen los diagramas de interacción para distintas cuantías de borde, comprendidas entre  $\rho = 1\%$  y  $\rho = 5\%$  (Figura 4.1), donde las capacidades axiales de balance permanecen casi constantes ya que el acero longitudinal aporta una resistencia axial muy pequeña. Dada la similitud de estas capacidades axiales entre todos los muros, se traza en color azul la capacidad axial balanceada promedio de todos los muros para identificar su ubicación aproximada, alcanzando un valor de  $P_b = 1900$  [ton].

También se traza en color rojo el límite del D.S.60 el cual se ubica por debajo en un 17% con respecto a la capacidad axial de balance, resultando un valor de  $P = 1575$  [Ton].



**Figura 4.1.** Diagramas de interacción de los muros rectangulares para diferentes cuantías de borde.

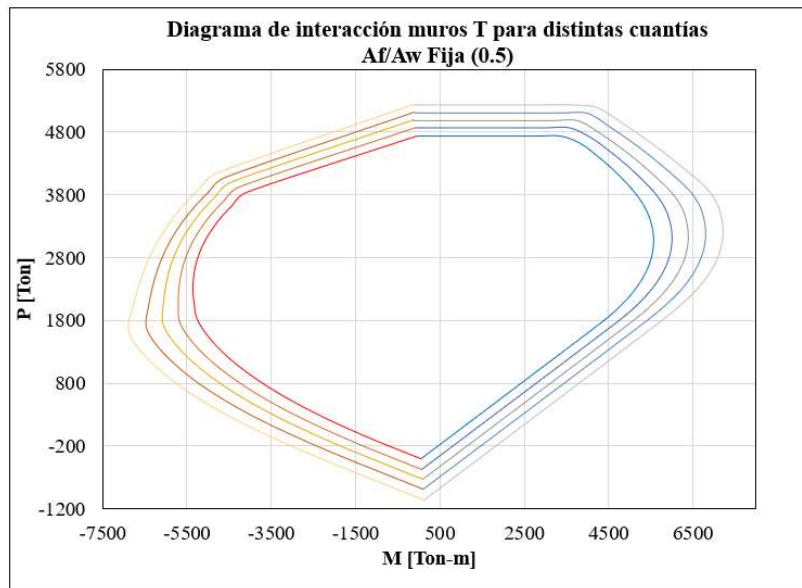
La Figura 4.2 muestra las relaciones  $M - \phi$  evaluadas en la carga axial límite del decreto  $P_u = 0.35f'_cA_g$ , se puede ver que el acero fluye antes que el hormigón alcance su estado límite de resistencia a compresión resultando una razón de ductilidad  $\mu = 1.5$ , esto quiere decir que este límite impuesto por el decreto efectivamente asegura un comportamiento mínimo dúctil en el muro rectangular resultando ser levemente conservador.



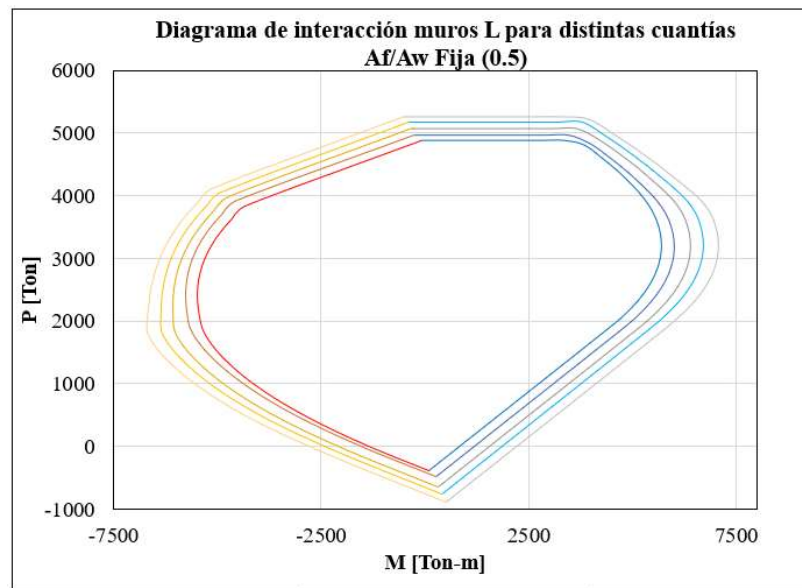
**Figura 4.2.** Relación momento – curvatura del muro R1 bajo la carga límite del D.S.60.

#### 4.2.2. Muros T y L

La Figura 4.3 y Figura 4.4 muestran los diagramas de interacción para muros T y L respectivamente variando las cuantías de los bordes desde  $\rho = 1\%$  hasta  $\rho = 5\%$ . Para todos los diagramas se tiene que el lado derecho muestra un análisis con alas en compresión y el lado izquierdo corresponde al alma en compresión, evidenciando diferencias en la forma de las curvas debido a la distribución asimétrica del hormigón y acero en el muro. Se puede ver además que al aumentar las cuantías de los bordes estas no afectan en gran manera la capacidad axial del muro al igual que en muros rectangulares, pero si provoca un incremento notorio alcanzando una diferencia de un 31% medida sobre de la capacidad de momento del muro con cuantía de  $\rho = 1\%$ .



**Figura 4.3.** Diagramas de interacción de los muros T para diferentes cuantías de borde.



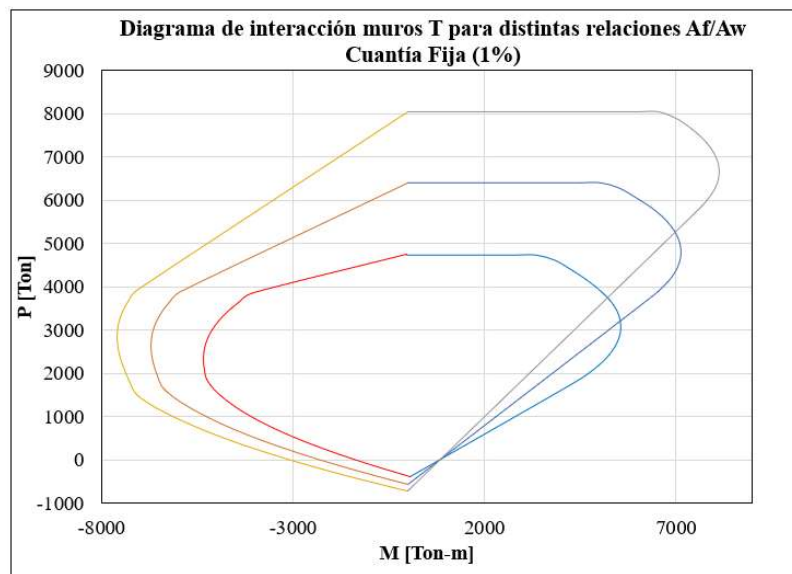
**Figura 4.4.** Diagramas de interacción de los muros L para diferentes cuantías de borde.

La Figura 4.5 y Figura 4.6 muestran los diagramas de interacción para muros T y L respectivamente comparando las relaciones de geometría de las alas. A medida que la relación  $A_f/A_w$  aumenta, la

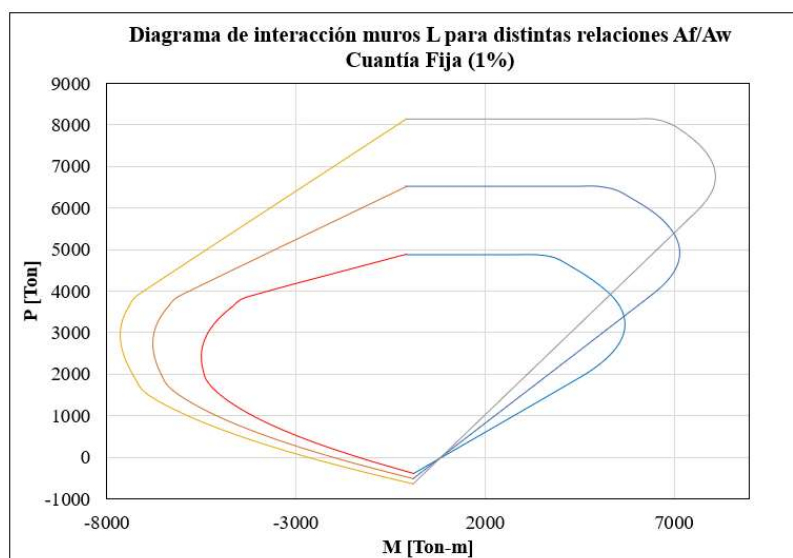
capacidad axial en compresión pura aumenta considerablemente en ambos muros, ya que para este estado de carga se considera que la sección completa soporta las fuerzas de compresión y al tenerse una mayor relación  $A_f/A_w$ , esto se traduce en un área mayor de hormigón resistente.

En cuanto a  $P_b$  se pueden ver cambios cuando se comprimen las alas, teniéndose diferencias relativas (medidas sobre la relación  $A_f/A_w$  mayor) de un 35.5% entre  $A_f/A_w = 0.5$  y  $A_f/A_w = 1.0$ , mientras que la diferencia entre  $A_f/A_w = 1.0$  y  $A/A = 1.5$  desciende a 26%.

Para el sentido contrario se tienen capacidades axiales casi constantes debido a que el alma se mantuvo fija, sin embargo, los cambios de acero a tracción en las alas provocan diferencias no mayores a un 8% entre las relaciones  $A_f/A_w$  adyacentes.



**Figura 4.5.** Diagramas de interacción de los muros T para diferentes relaciones de aspecto.

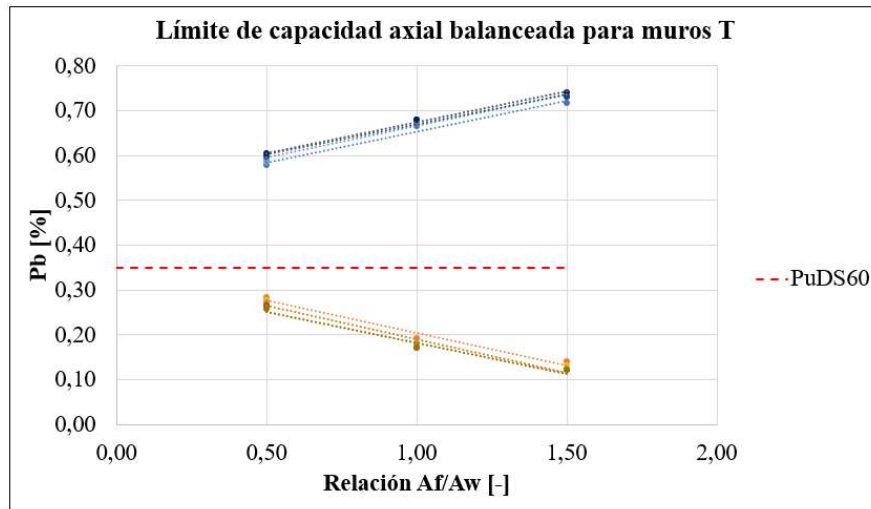


**Figura 4.6.** Diagramas de interacción de los muros L para diferentes relaciones de aspecto.

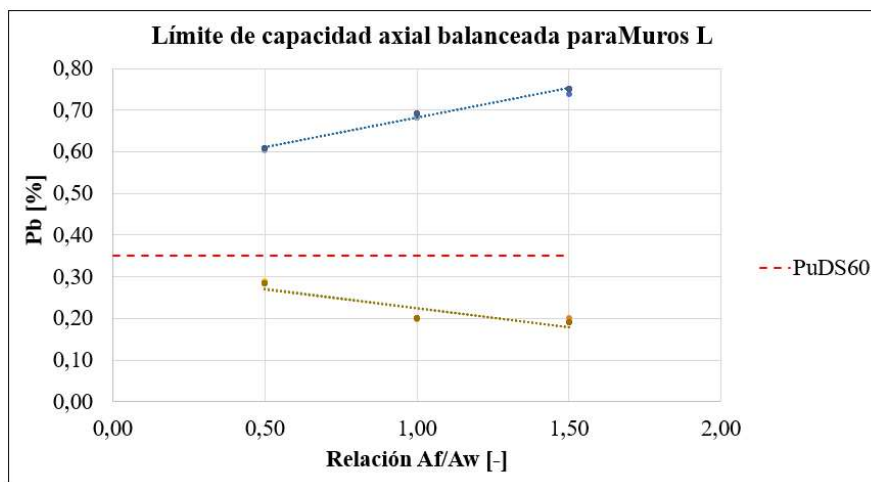
La Figura 4.7 y Figura 4.8 muestran la relación entre las capacidades axiales normalizadas  $P_b$  respecto a cómo varían según distintas relaciones  $A_f/A_w$  para los muros T y L. En ambas figuras se tienen las capacidades  $P_b$  para el ala comprimida con escalas de color azul y con escalas de color naranja para el alma comprimida. De igual forma se grafica en una línea punteada roja la carga límite del D.S.60. Normalizada según el área bruta del muro.

Se tiene que la carga de balance se ve afectada considerablemente cuando se comprime el ala, teniéndose una capacidad mínima de  $P [\%] = 0.6$ , alcanzando un  $P [\%] = 0.72$ . Este incremento se produce ya que la zona de las alas en compresión es altamente resistente en comparación a una resistencia traccionada fija del alma, a medida que el tamaño de las alas aumenta, se tiene una mayor área hormigón que resista los esfuerzos de compresión.

Por otro lado, cuando el alma se comprime, la capacidad de balance disminuye a medida que la relación  $A_f/A_w$  aumenta, teniendo una capacidad de  $P [\%] = 0.28$  para una relación  $A_f/A_w = 0.5$  que desciende a  $P [\%] = 0.14$  para  $A_f/A_w = 1.5$ . En este sentido de análisis, el área del hormigón aumenta solo en el ala que está traccionada, por lo que la compresión se la lleva solo el alma comportándose como un muro rectangular en compresión.



**Figura 4.7.** Relación entre la capacidad de carga axial normalizada y tres relaciones de aspecto de muros T.



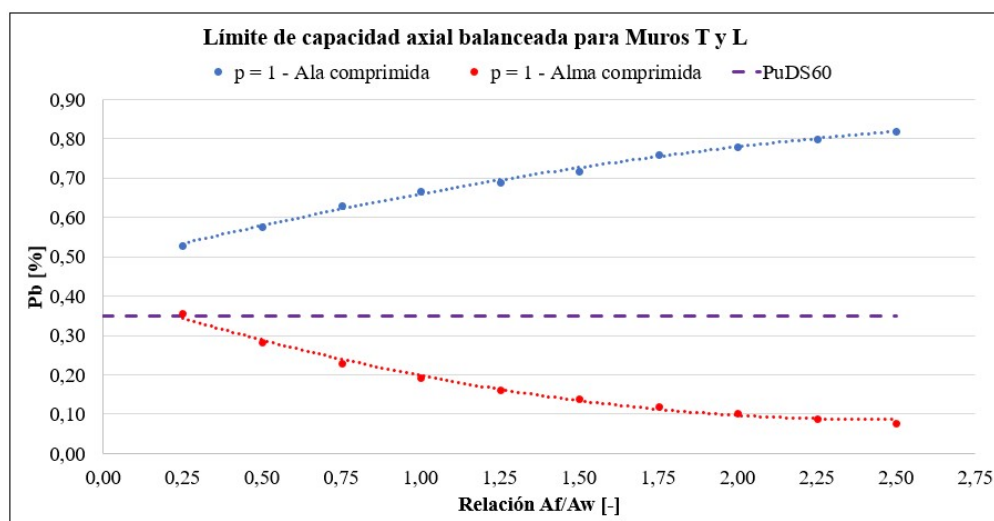
**Figura 4.8.** Relación entre la capacidad de carga axial normalizada y tres relaciones de aspecto de muros L.

Se graficó la tendencia que sigue la capacidad axial balanceada para muros T y L analizados en conjunto dado la similitud de su comportamiento. Para este caso se utilizó una cuantía mínima



( $\rho = 1\%$ ) y relaciones  $A_f/A_w$  desde 0 hasta 2.5 con incrementos de 0.25. Se trazó además en color morado el límite de 0.35 del D.S.60.

La Figura 4.9 muestra que para ambos sentidos de análisis los muros tienden a una capacidad  $P [ \% ] = 0.43$  a medida que sus alas disminuyen, por otro lado, a medida que las alas aumentan se describe una curva polinómica en función de la capacidad axial de balance (que es lineal entre una relación de aspecto y otra) y el área bruta del muro que aumenta. En el caso del alma comprimida se tiene que para una geometría  $A_f/A_w = 0.25$  el límite del D.S.60 coincide con la capacidad axial balanceada del muro, infiriendo que para relaciones menores este límite permite que se desarrolle ductilidad en el muro.

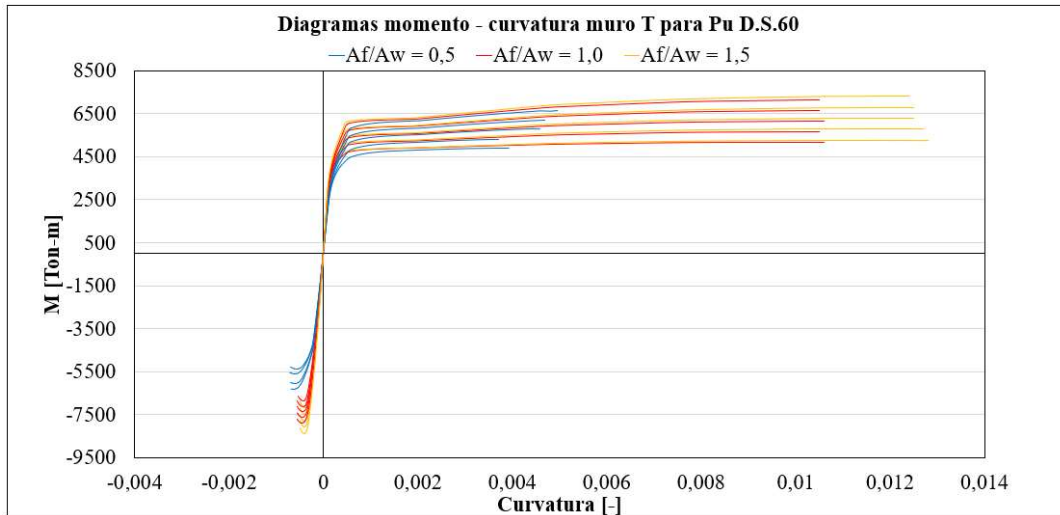


**Figura 4.9.** Relación entre la capacidad de carga axial normalizada y varias relaciones de aspecto de muros T y L.

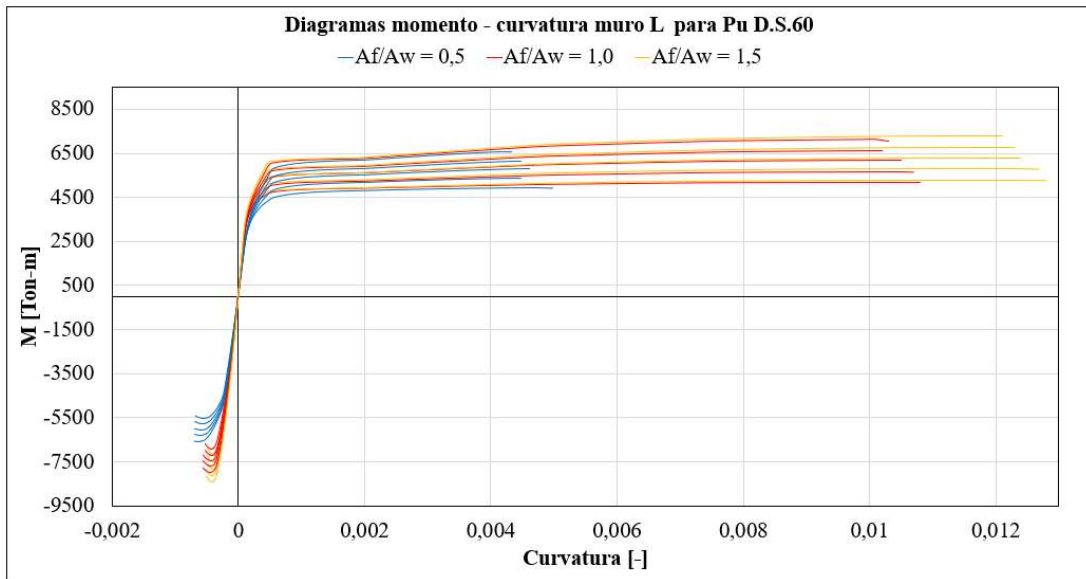
Se obtuvieron los diagramas  $M - \phi$  evaluados en la carga axial límite del D.S.60. Para muros T y L mostrando ambas direcciones de análisis y separándolos en distintos colores según sus relaciones  $A_f/A_w$ .

Cuando las alas se comprimen, este límite del decreto resulta ser muy conservador ya que se tienen ductilidades que se comprenden entre  $\mu = 7$  y  $\mu = 25$  para relaciones  $A_f/A_w$  de 0.5 y 1.5

respectivamente asegurando la fluencia del acero en tracción. Por otro lado, cuando el alma se comprime el límite impuesto por el decreto no es suficiente para lograr un comportamiento dúctil puesto que las capacidades de balance son bastante menores a  $P_u = 0.35f'_cA_g$  tal como se muestra en la Figura 4.10 y Figura 4.11.



**Figura 4.10.** Diagramas momento – curvatura de muros T evaluados la carga Pu del D.S.60.

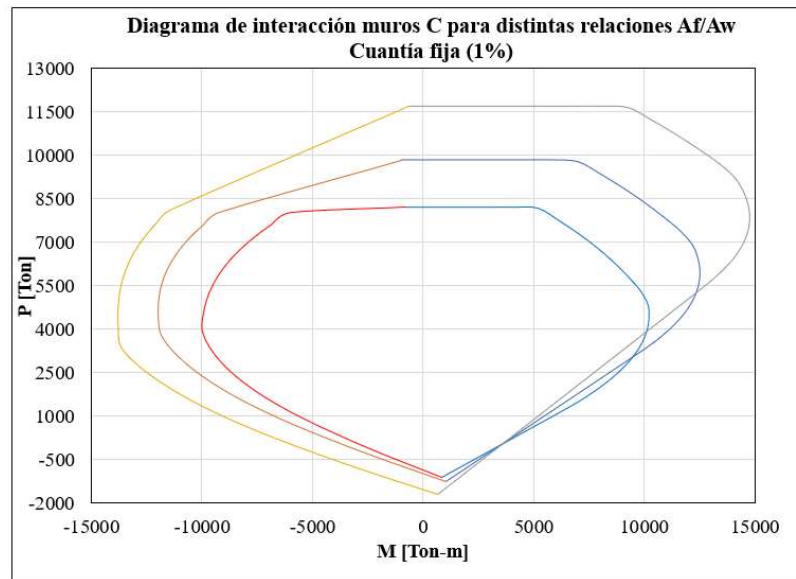


**Figura 4.11.** Diagramas momento – curvatura de muros L evaluados la carga Pu del D.S.60.

#### 4.2.3. Muros C

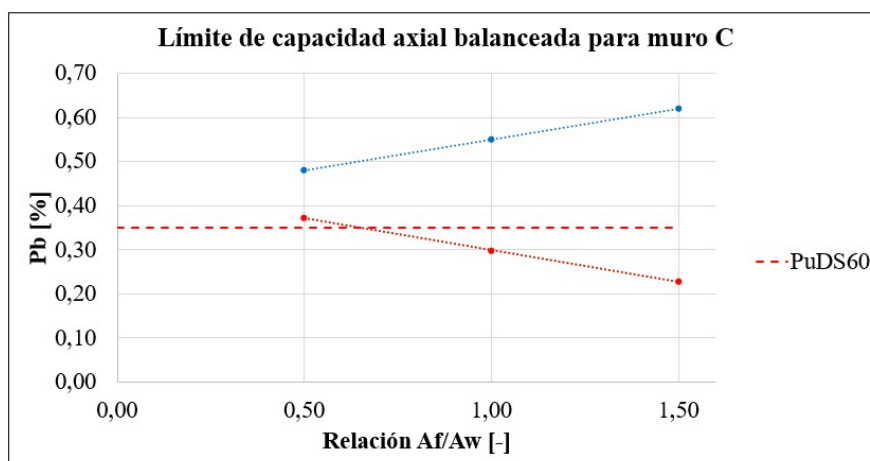
Se tienen los diagramas de interacción de muros C comparando sus relaciones  $A_f/A_w$  respectivamente. La Figura 4.12 muestra que el sentido del ala en compresión las cargas ascienden drásticamente, teniéndose capacidades de  $P_b = 5331$  [Ton] para  $A_f/A_w = 0,5$ ,  $P_b = 7373$  [Ton] para  $A_f/A_w = 1,0$  y  $P_b = 9694$  [Ton] para una relación  $A_f/A_w = 1,5$ .

En el sentido de las almas comprimidas se tiene una capacidad axial balanceada de  $P_b = 4016$  [Ton] para un  $A_f/A_w = 0,5$ , que desciende en menos de un 10% entre las relaciones de aspecto (medidas con respecto al  $A_f/A_w$  mayor) llegando a una capacidad de  $P_b = 3476$  [Ton] correspondiente a un  $A_f/A_w = 1,5$ .



**Figura 4.12.** Diagramas de interacción de los muros C para diferentes relaciones de aspecto.

La Figura 4.13 muestra las variaciones de las capacidades axiales  $P_b$  normalizadas respecto a las relaciones  $A_f/A_w$ . Para el ala comprimida se tienen que estas capacidades ascienden desde  $P [\%] = 0.49$  hasta  $P [\%] = 0.63$ , ubicándose por sobre el límite del D.S.60. Para el caso de las almas comprimidas las capacidades tienden a descender desde  $P [\%] = 0.37$  para la relación  $A_f/A_w = 0.5$  hasta un  $0.23$  cuando  $A_f/A_w = 1.5$ . Se tiene que en el caso de una relación  $A_f/A_w = 0.25$  el límite la capacidad axial normalizada se encuentra un  $5\%$  sobre el límite del D.S.60. Resultando suficiente para asegurar una pequeña ductilidad en el muro.

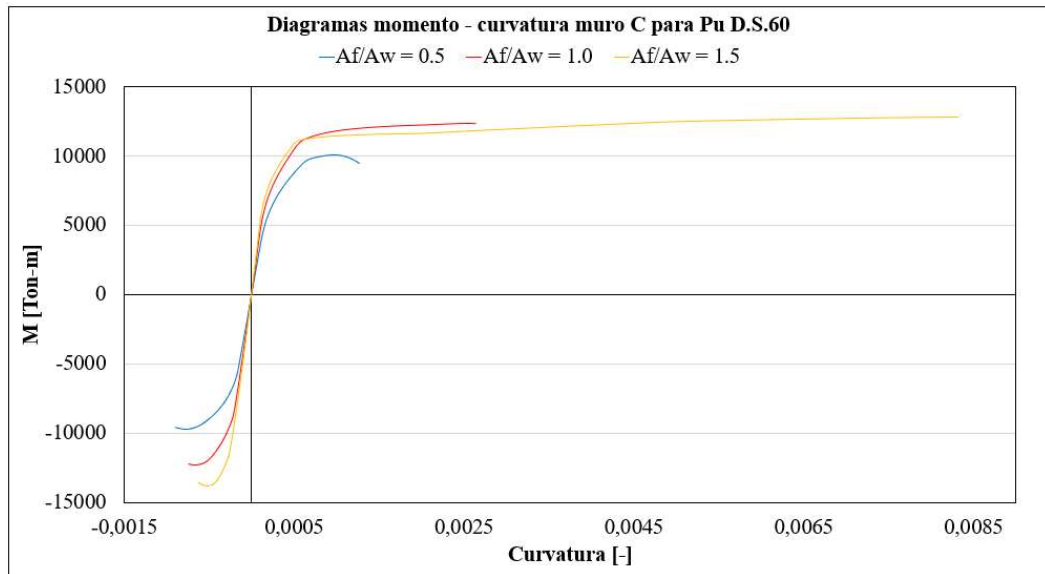


**Figura 4.13.** Relación entre la capacidad de carga axial normalizada y tres relaciones de aspecto de muros C.

Se tienen los diagramas  $M - \phi$  considerando la carga límite del D.S.60. En el caso del alma comprimida este límite provoca un comportamiento frágil excepto para la relación  $A_f/A_w = 0.5$ , la cual permite una ductilidad de  $\mu = 1.5$  confirmando la suficiencia del límite del D.S.60 para este caso al encontrarse por debajo de la capacidad axial de balance tal como se muestra en la Figura 4.14.

Por otro lado, cuando el ala se comprime, se tienen curvas dúctiles para todos los muros y a medida que la relación de aspecto aumenta, la diferencia entre la capacidad de curvatura de las alas y alma en compresión aumenta de forma exagerada. Para ambos sentidos se tiene que las capacidades de momento aumentan en conjunto con la geometría debido a que la cantidad de acero en las alas es mayor.

En base a lo analizado anteriormente se tiene entonces que en un análisis seccional de muros C estudiados, la carga impuesta por el D.S.60 genera un comportamiento dúctil en el sentido del ala comprimida, mientras que este límite no es suficiente para el caso de las almas comprimidas excepto para una relación  $A_f/A_w = 0.5$ .



**Figura 4.14.** Diagramas momento – curvatura de muros C evaluados la carga  $P_u$  del D.S.60.

A raíz de los resultados obtenidos del análisis seccional se puede ver que el límite de carga axial del D.S.60 resulta ser muy conservador para muros compuestos en el sentido del ala comprimida, mientras que este límite no es suficiente en el sentido del alma comprimida, exceptuando el caso del muro C con relación  $A_f/A_w = 0.5$ . Como en los muros compuestos se tiene que el sentido del ala en compresión tiene una capacidad de curvatura mayor, se infiere que el límite de carga axial actuante sobre un muro debe estar controlado por la capacidad axial de balance cuando se comprime el alma. Se resume en la Tabla 4.1 y la Tabla 4.2 las capacidades axiales balanceadas de los muros T, L y C.

**Tabla 4.1.** Valores de la capacidad axial de balance normalizada de los muros T y L.

Relación $A_f/A_w$	$P_b$ [%] Muros T y L	
	Ala comprimida	Alma comprimida
0.25	0.58	0.36
0.50	0.53	0.28
0.75	0.63	0.23
1.00	0.67	0.19
1.25	0.69	0.16
1.50	0.72	0.14
1.75	0.76	0.12
2.00	0.78	0.10
2.25	0.80	0.09
2.50	0.82	0.08

**Tabla 4.2.** Valores de la capacidad axial de balance normalizada de los muros C.

Relación $A_f/A_w$	Muro C	
	Ala comprimida	Alma comprimida
0.50	0.49	0.37
1.00	0.56	0.30
1.50	0.63	0.23

### 4.3. Modelación no lineal

#### 4.3.1. Comparación de curvas de capacidad

A partir de los análisis Pushover se obtuvieron las curvas de capacidad de los muros ( $Q_b - \delta$ ) de cada uno de los muros modelados en el software SeismoStruct. Estas curvas fueron comparadas con las relaciones  $Q_b - \delta$  del análisis seccional.

Como bien se explicó anteriormente, los muros fueron sometidos a una carga axial igual a su capacidad balanceada ( $P_b$ ) del análisis seccional, distribuida uniformemente sobre los nodos de la parte superior del muro. La Tabla 4.3 resume la carga axial en actuante sobre cada nodo del modelo.

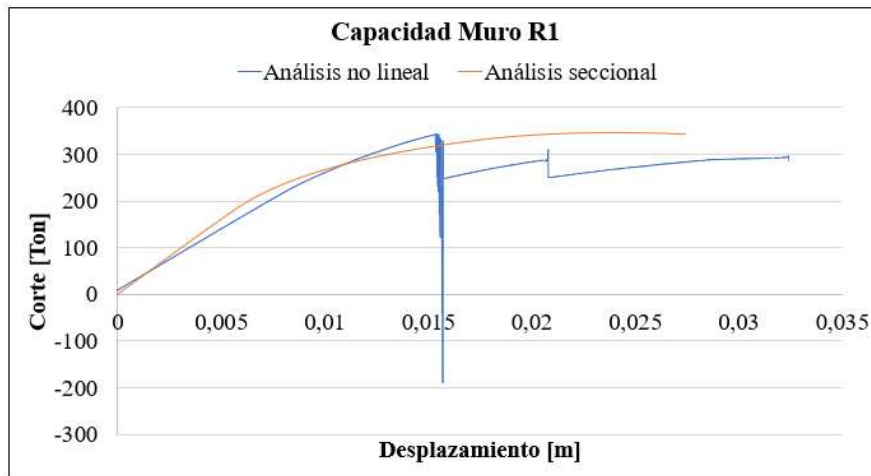
**Tabla 4.3.** Cargas axiales actuantes sobre los nodos del modelo BTM.

Muro	Carga $P_b$ [KN]		N° nodos	Carga sobre cada nodo [KN]	
	0°	180°		0°	180°
R1	19089		7	2727	
T1	36951	18083	11	3359	1644
T2	57320	16495	13	4409	1269
T3	77512	15024	17	4560	884
L1	38706	18083	10	3871	1808
C2	72304	38108	21	3443	1815

La Figura 4.15 muestra cómo se relacionan las curvas de capacidad de ambos análisis para el muro R1. En su etapa inicial los modelos describen un comportamiento bastante similar en cuanto a capacidad de corte, esta similitud se mantiene hasta un desplazamiento de  $\delta = 0.015$  [m] para luego tender a una baja de 248 [Ton] en el modelo BTM. Esta baja del corte resultó por problemas numéricos de convergencia, sin embargo, se puede ver que a pesar de ese cambio en la capacidad de corte el muro mantiene una capacidad de desplazamiento sin problemas. Los modelos se comportan de forma muy similar en casi todo su trayecto con diferencias del 6.7% por debajo del análisis seccional en cuanto a la resistencia de corte, medido para un desplazamiento de  $\delta = 0.015$  [m].

Respecto a la capacidad de desplazamiento, el modelo BTM muestra que el muro tiene mayor capacidad de deformación alcanzando un desplazamiento  $\delta = 0.032$  [m] por lo que subestima en casi un 15.6% al análisis seccional.

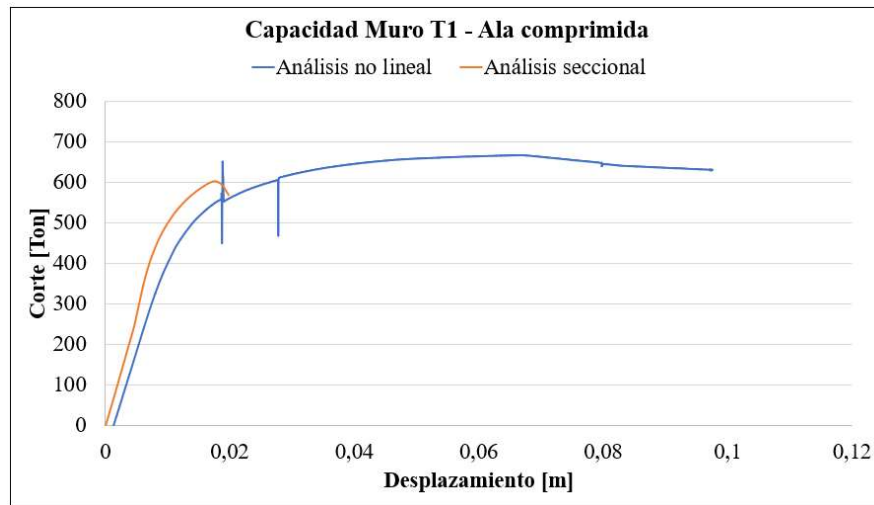




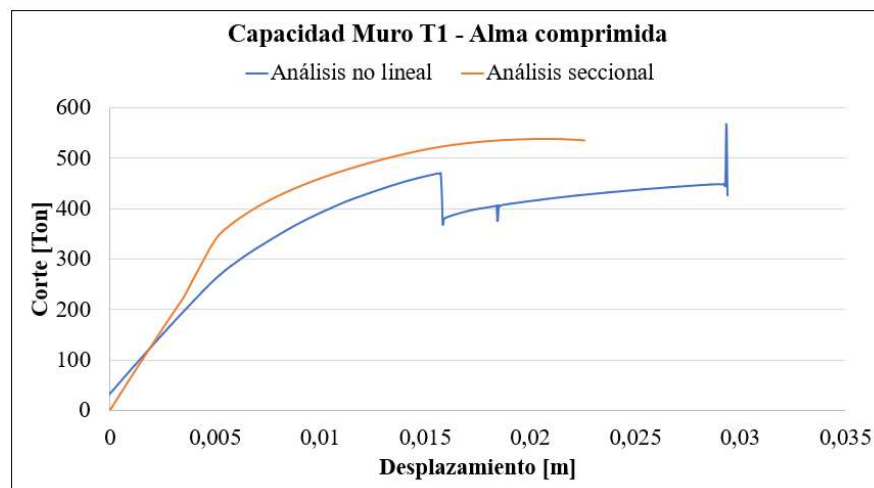
**Figura 4.15.** Comparación de las curvas de capacidad del muro R1.

Para los muros T se tienen mayores diferencias entre modelos en cuanto a la capacidad de corte. Cuando el ala se comprime, la capacidad de corte difiere en un 8.6% del modelo no lineal sobre el análisis seccional en el peor de los casos y se alcanza un desplazamiento mucho mayor, superando en un 86% al análisis seccional tal como lo muestra la Figura 4.16. A raíz de estas diferencias se infiere que capacidad de balance del análisis seccional resulta muy conservador ya que el modelo BTM mostró que bajo esa carga el refuerzo comienza a fluir mucho antes que el hormigón falle.

En el sentido alma comprimida, la Figura 4.17 muestra de igual forma las curvas de ambos análisis. Se tiene que en el peor de los casos el modelo no lineal subestima la capacidad de corte en un 26% con respecto al análisis seccional, resultando esta diferencia mayor a los modelos del muro rectangular y al sentido del ala en compresión del muro T1. En cuanto a desplazamientos, el muro es capaz de deformarse un 24% más que la capacidad del análisis seccional.



**Figura 4.16.** Comparación de las curvas de capacidad del muro T1 con el ala comprimida.

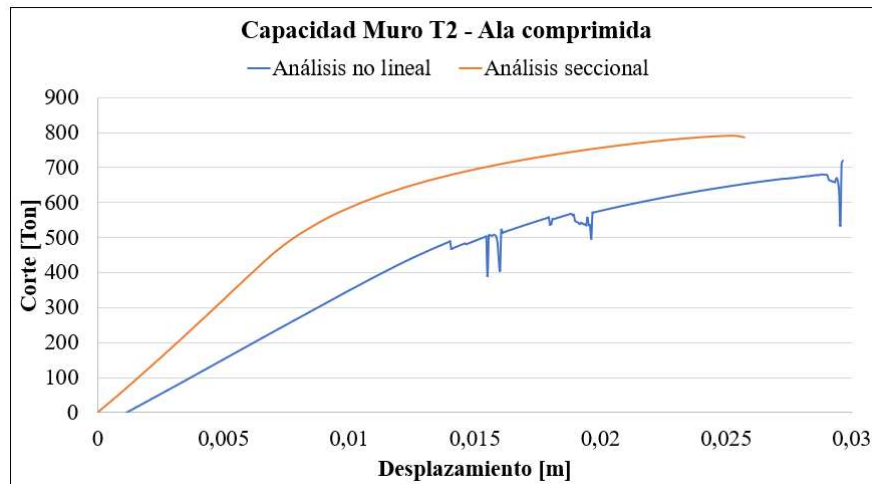


**Figura 4.17.** Comparación de las curvas de capacidad del muro T1 con el alma comprimida.

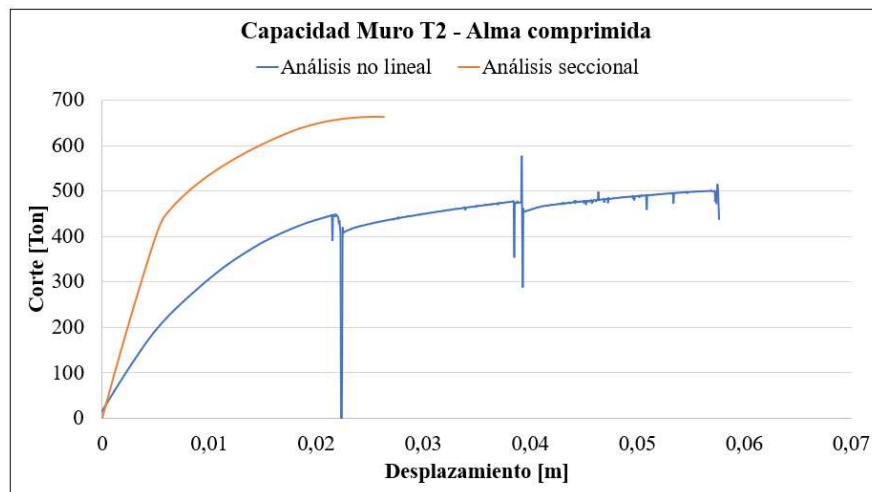
Para los muros T2, la Figura 4.18 y Figura 4.19 muestran las curvas de capacidad de corte en sus dos sentidos de análisis. Se puede ver que las curvas del modelo no lineal describen el comportamiento del muro sin cambios drásticos pese a algunos problemas de convergencia.

Para ambos sentidos el modelo no lineal subestima las capacidades de corte con respecto al análisis seccional, teniéndose además diferencias entre modelos más grandes en comparación al muro T1

con un error relativo de 39% por sobre la capacidad de corte del análisis seccional para el ala comprimida, mientras que para el alma comprimida este error asciende a un 48%. En cuanto a la capacidad de desplazamiento, el muro superó la capacidad de desplazamiento con respecto al análisis seccional en un 12.5% para el ala comprimida y un 10% para el alma comprimida.

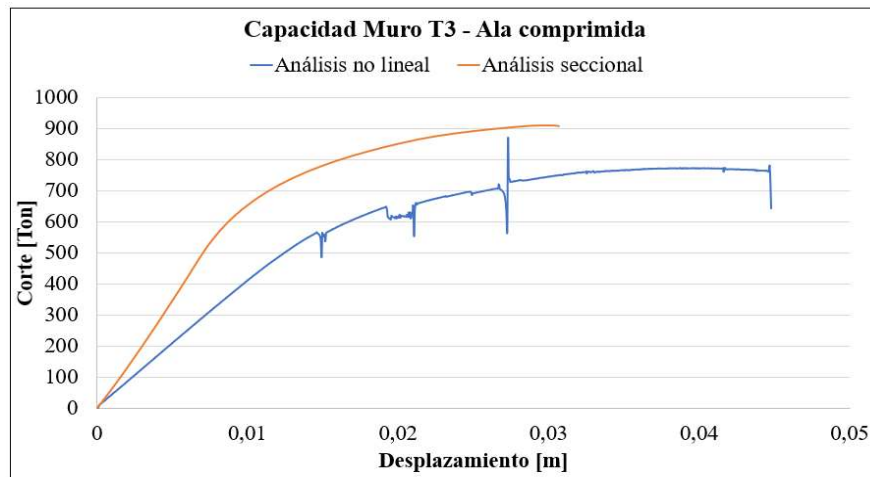


**Figura 4.18.** Comparación de las curvas de capacidad del muro T2 con el ala comprimida.

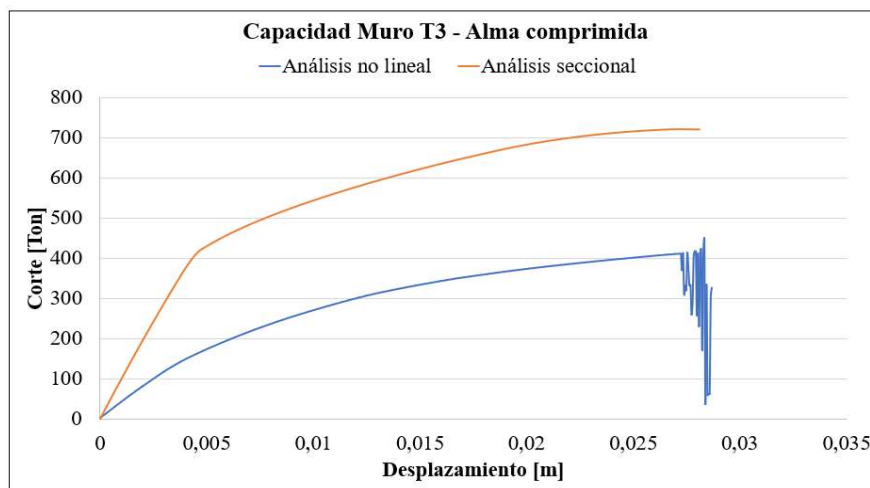


**Figura 4.19.** Comparación de las curvas de capacidad del muro T2 con el alma comprimida.

En cuanto al muro T3, se puede ver por medio de la Figura 4.20 y Figura 4.21 que hay grandes diferencias entre los análisis en comparación a los demás muros, donde las capacidades de corte ascienden a un 41% para el ala comprimida y un 80.3% para el alma comprimida, ambos medidos con respecto al análisis seccional.

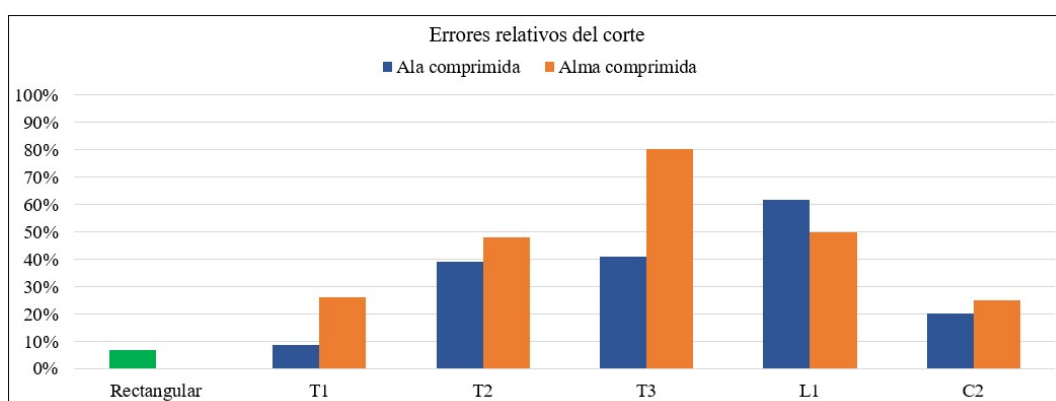


**Figura 4.20.** Comparación de las curvas de capacidad del muro T3 con el ala comprimida.



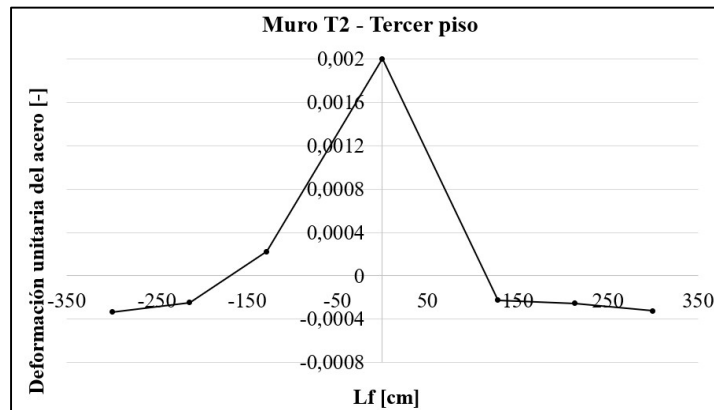
**Figura 4.21.** Comparación de las curvas de capacidad del muro T3 con el alma comprimida.

Se compararon los errores relativos máximos de las capacidades de corte que se tienen entre los modelos medidos con respecto al análisis seccional. Esta comparación se resume en la Figura 4.22 donde se tiene que para el caso del muro rectangular, el análisis no lineal subestima en no más de un 8% al análisis seccional, resultando entonces que para un muro rectangular el análisis seccional predice muy bien la capacidad de corte que tendrá realmente el muro. En caso contrario, a medida que el tamaño del ala aumenta, los modelos muestran una evidente alza del porcentaje de error entre ellos, alcanzando una diferencia de 80.3% con respecto al análisis seccional para la relación de aspecto más grande modelada ( $A_f/A_w = 1.5$ ), esta gran diferencia entre modelos se debe a que el análisis seccional supone un comportamiento idéntico a lo largo de toda el ala del muro, en otras palabras, si el acero del ala fluye, el ala completa se encontrará en fluencia resultando una sobreestimación exagerada al comportamiento real.

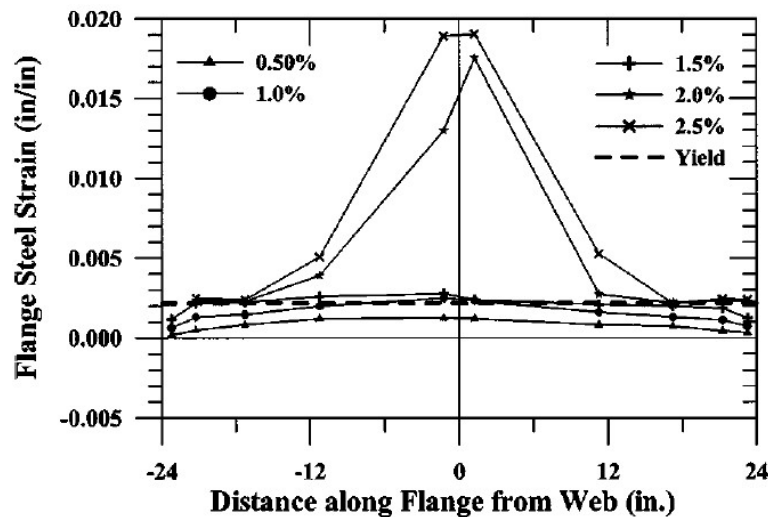


**Figura 4.22.** Comparación de los errores relativos entre el análisis seccional y el análisis no lineal.

Para demostrar lo anterior se graficaron las deformaciones unitarias del ala en tracción para el muro T2 cuando el refuerzo entra en fluencia, distinguiendo claramente por medio de la Figura 4.23 que solo un pequeño sector del ala fluye y que existen zonas donde el refuerzo aún está en compresión cercano al borde del ala. Esto comprueba lo dicho por Thomsen y Wallace, (2004), quienes demostraron por medio de sus ensayos de muros T que el ala posee una deformación no uniforme en su largo como muestra la Figura 4.24, confirmando las diferencias entre un modelo y otro.



**Figura 4.23.** Deformaciones unitarias del refuerzo en tensión a lo largo del ala del muro T2.



**Figura 4.24.** Deformaciones unitarias del refuerzo en tensión a lo largo del ala del muro TW2 (Thomsen y Wallace, 2004).

Para todos los casos se definió previamente un desplazamiento objetivo de 20 [cm] donde resultó que los problemas de convergencia numérica del modelo BTM no permitieron conocer el estado último de los muros, sin embargo, las curvas de capacidad obtenidas permitieron comparar de forma satisfactoria las diferencias entre ambos modelos y deducir que el análisis seccional resulta conservador para todos los casos.

### 4.3.2. Diagrama de deformaciones unitarias

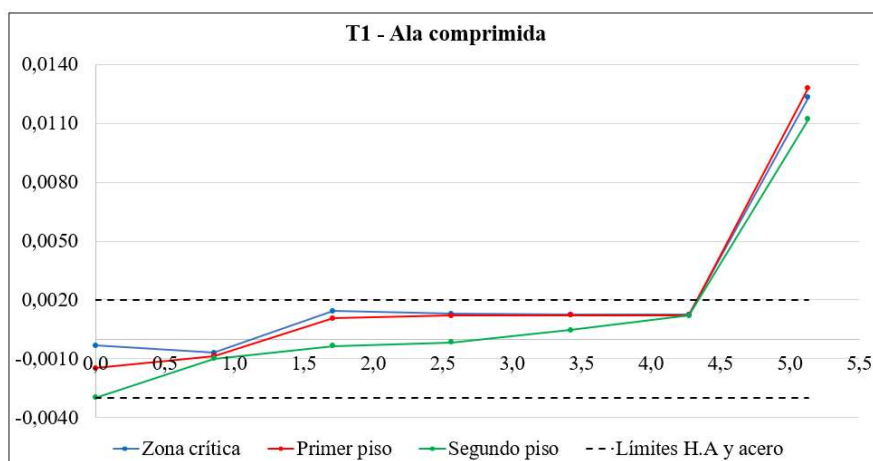
Se analizó el estado en que se encuentra el muro evaluando las deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro midiéndose en el último punto alcanzado de la curva de capacidad, esto con el fin de conocer si el muro realmente está fallando o es capaz de seguir deformándose.

Se graficaron las deformaciones unitarias a lo largo del alma de los muros T1, T2, T3 considerando tres alturas diferentes:

- 1) Altura crítica considerándose a 0.25 [m] sobre la base del muro.
- 2) A los 2.5 [m] (primer piso).
- 3) A los 5 [m] (segundo piso).

La Figura 4.25, Figura 4.26 y Figura 4.27 muestran las deformaciones unitarias para los muros cuando el ala se comprime. Se grafica en color azul la distribución de las deformaciones en la zona crítica, en color rojo para el primer piso y color verde para el segundo piso. De forma paralela se marcan en color negro los límites del acero y el hormigón al 2‰ y 3‰ respectivamente.

Para el caso del muro T1, se tiene que el muro alcanza su deformación última del hormigón recién en el tercer piso en el momento en que el acero se encuentra fluyendo con una deformación cercana a  $\varepsilon_s = 0.013$  en todos los pisos medidos. Esto quiere decir que la capacidad axial de balance calculada por el análisis seccional se encuentra muy lejos de ser la capacidad real y para lograr la condición de deformaciones balanceada el muro debe ser sometido a una carga mucho mayor.

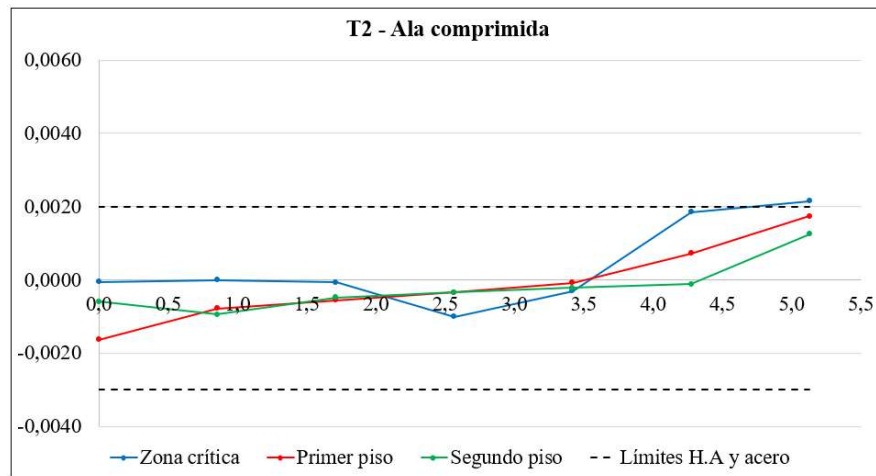


**Figura 4.25.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T1 con el ala comprimida.

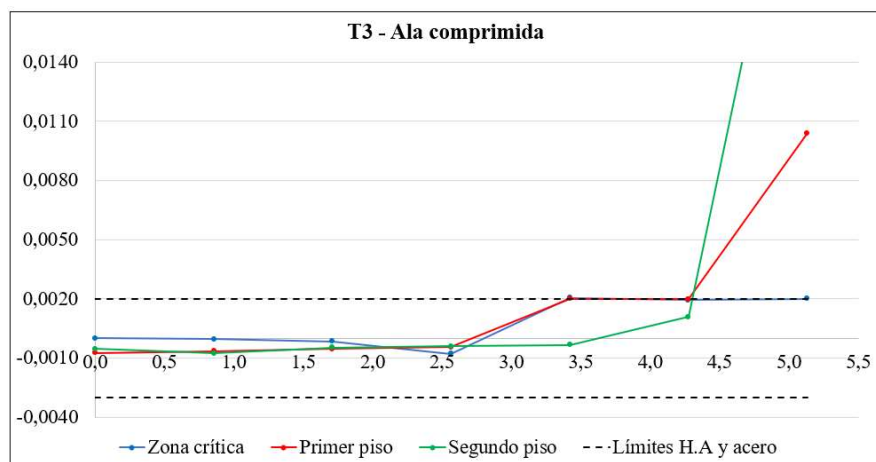
En cuanto a los muros T2 y T3, se tiene que el refuerzo de los muros se encuentra en fluencia mucho antes que el hormigón alcance su deformación última, esto quiere decir que en estos casos el muro puede seguir desarrollando su desplazamiento sin problemas ya que no ha alcanzado su estado último.

En el caso particular del muro T3 el acero está alcanzando una deformación del acero de  $\varepsilon_s = 0.03$ , cuando el hormigón no supera una deformación unitaria de  $\varepsilon_c = 0.001$ , lo que quiere decir que la capacidad axial balanceada del análisis seccional para este caso se encuentra muy sobreestimada con respecto al modelo BTM.





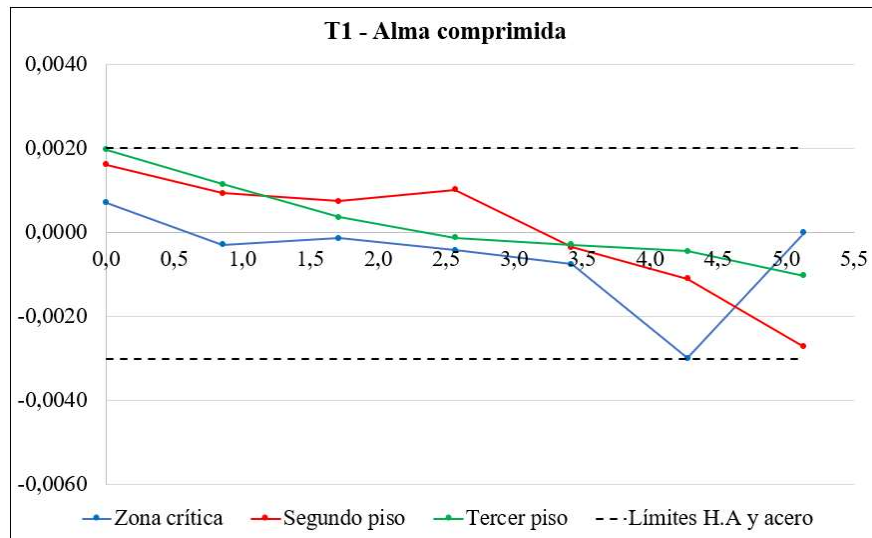
**Figura 4.26.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T2 con el ala comprimida.



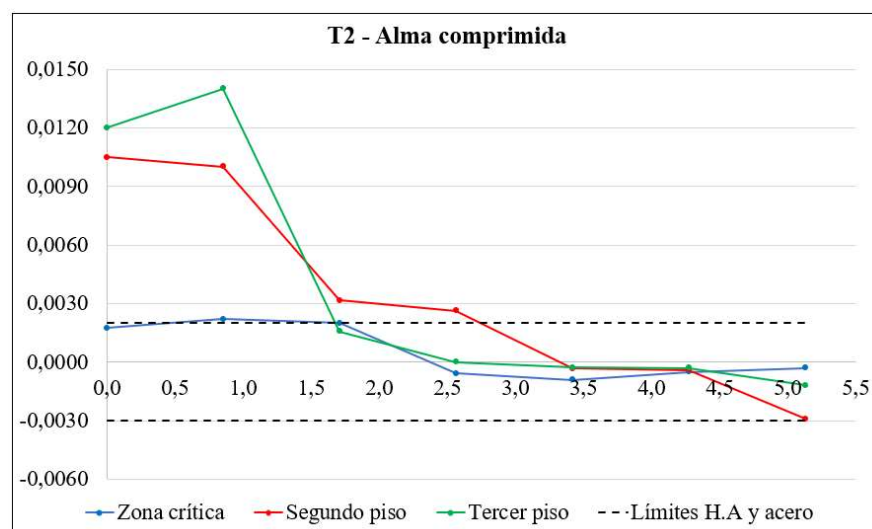
**Figura 4.27.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T3 con el ala comprimida.

La Figura 4.28, Figura 4.29 y Figura 4.30 muestran las deformaciones unitarias cuando se traccionan las alas. Para este sentido de análisis, se muestra que para todos los muros el hormigón alcanzó su deformación última, a la vez, en los muros T1 y T3 el refuerzo alcanzó una deformación  $\epsilon_s = 0.002$  en el tercer piso produciéndose la condición de balance en estos casos, pero a una capacidad de desplazamiento mayor que la obtenida por el análisis seccional, por lo que este análisis sigue siendo conservador respecto al modelo BTM. En cuanto al muro T2, cuando el

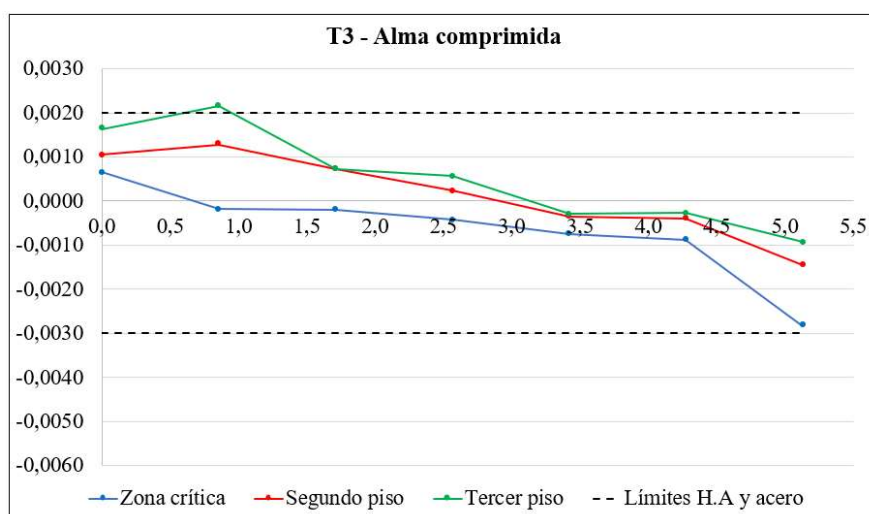
hormigón alcanza su deformación última el acero ya se encuentra fluyendo a una deformación cercana a  $\varepsilon = 0.014$  alcanzada en el tercer piso.



**Figura 4.28.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T1 con el alma comprimida.



**Figura 4.29.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T2 con el alma comprimida.



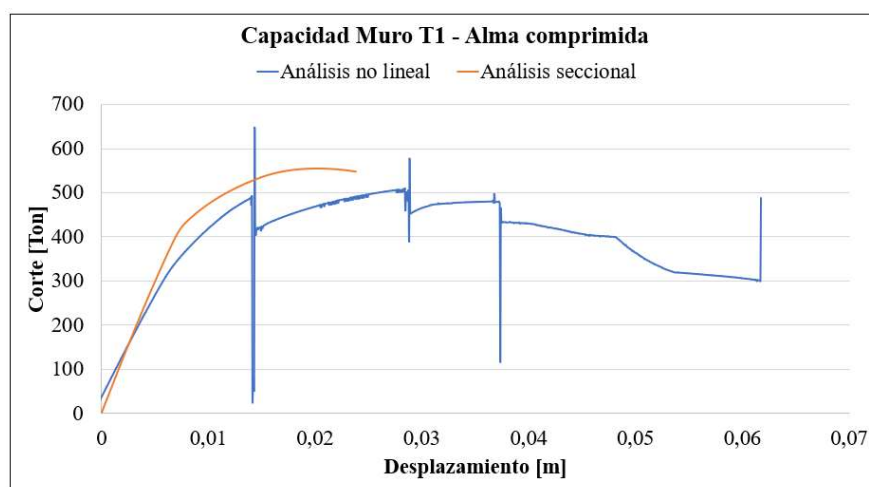
**Figura 4.30.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T3 con el alma comprimida.

A raíz de estos resultados se puede apreciar claramente que las secciones planas no permanecen planas a lo largo del muro y la cedencia del acero en flexión se extiende a los pisos superiores en la mayoría de los casos produciendo que el refuerzo del muro entre en fluencia a partir del primer y segundo piso antes que en la base. Este comportamiento se denomina “desplazamiento de tensiones” (Tension Shift) el cual suele ocurrir en zonas propensas a la formación de rótula plástica de elementos en voladizo y cuando los estribos resisten poca fuerza de corte (Park y Paulay, 1988), permitiendo describir de una forma más realista el comportamiento de los muros, por lo que la suposición de que el acero fluye primero en la zona crítica se puede alejar bastante de la realidad, resultando el análisis seccional conservador para todos los casos de muros estudiados.

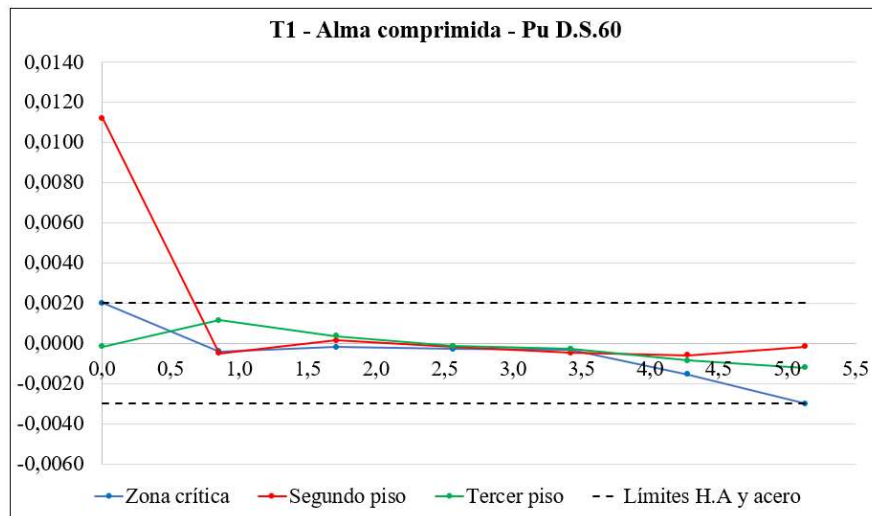
#### 4.3.3. Carga axial límite del DS.60. Sobre muros T

Adicionalmente se graficaron las curvas de capacidad para los muros T1, T2 y T3 evaluados en la carga axial límite del D.S.60. Según las curvas alcanzadas de los modelos no lineales, se tiene que el muro T1 supera en un 61.6% al desplazamiento del análisis seccional, alcanzándose un desplazamiento de  $\delta = 6.1$  [cm] tal como lo indica la Figura 4.31. Si se analiza el modelo BTM a

nivel seccional evaluando sus deformaciones en el último punto de carga alcanzado por la curva de capacidad, se puede ver por medio de la Figura 4.32 que el muro se encuentra en su estado último alcanzado una deformación de  $\varepsilon_c = 0.003$  para el hormigón, sin embargo, el refuerzo del ala se encuentra fluyendo para este estado con una deformación  $\varepsilon_s = 0.011$ . En base a esto se puede decir que el límite del D.S.60 permite un comportamiento dúctil para el muro T1 cuando se comprime el alma.

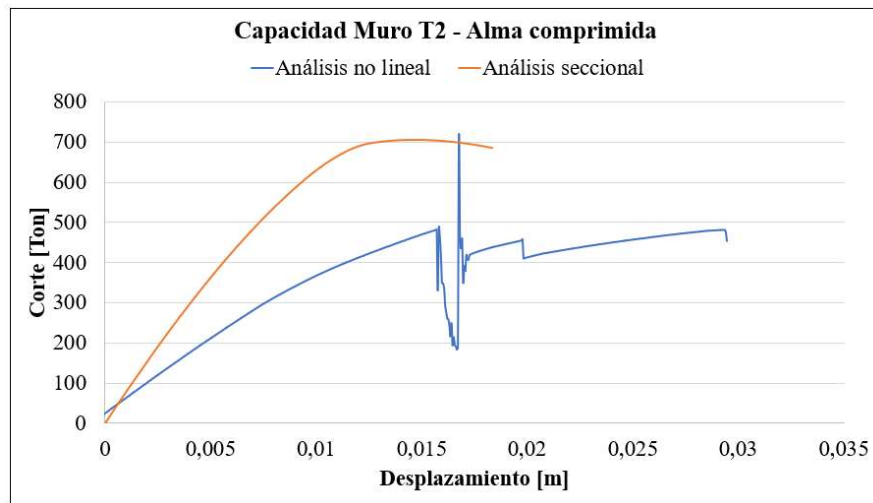


**Figura 4.31.** Comparación de las curvas de capacidad del muro T1 con el alma comprimida evaluado en la carga límite del D.S.60.

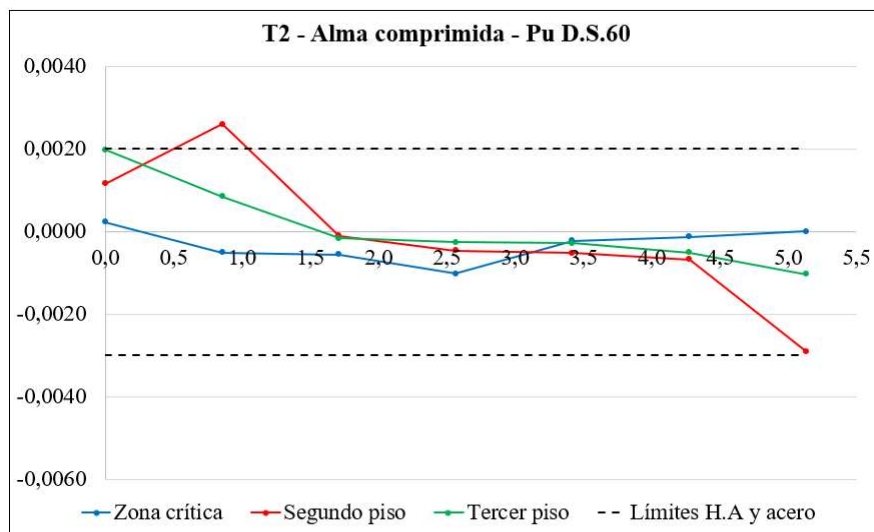


**Figura 4.32.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T1 con el alma comprimida evaluado en la carga límite del D.S.60.

Se tiene que el muro T2 alcanzó un desplazamiento que supera en un 37.5% al análisis seccional y por medio de la Figura 4.33 se puede ver que el refuerzo del ala alcanzó la fluencia antes que falle el muro, permitiendo al muro pueda seguir desplazándose antes de que el hormigón falle. Si se analiza el estado de deformaciones, se puede ver por medio de la Figura 4.34 muestra que en un sector del ala del segundo piso el refuerzo alcanzó una deformación unitaria de  $\epsilon_s = 0.0023$  mientras que en la punta del alma el muro está alcanzando la deformación su última a compresión. Esto quiere decir el límite del D.S.60. Es suficiente para que el muro T2 desarrolle ductilidad cuando se comprime el alma.



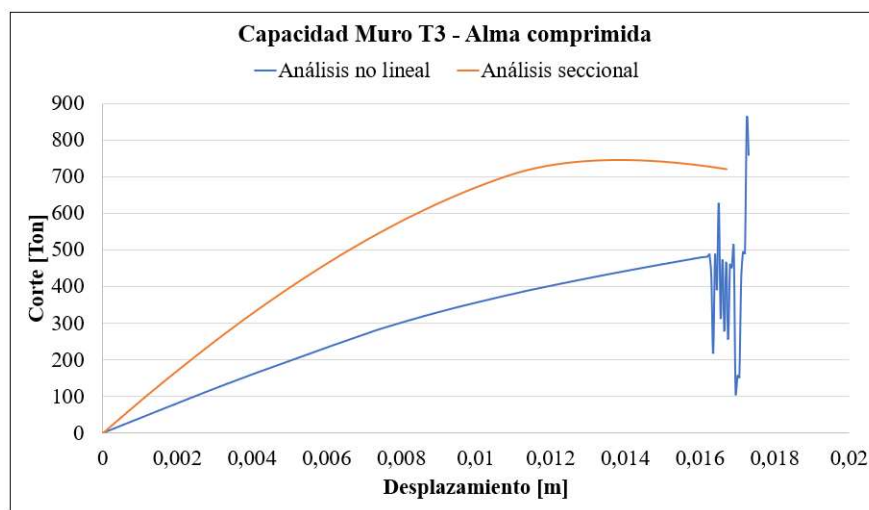
**Figura 4.33.** Comparación de las curvas de capacidad del muro T2 con el alma comprimida evaluado en la carga límite del D.S.60.



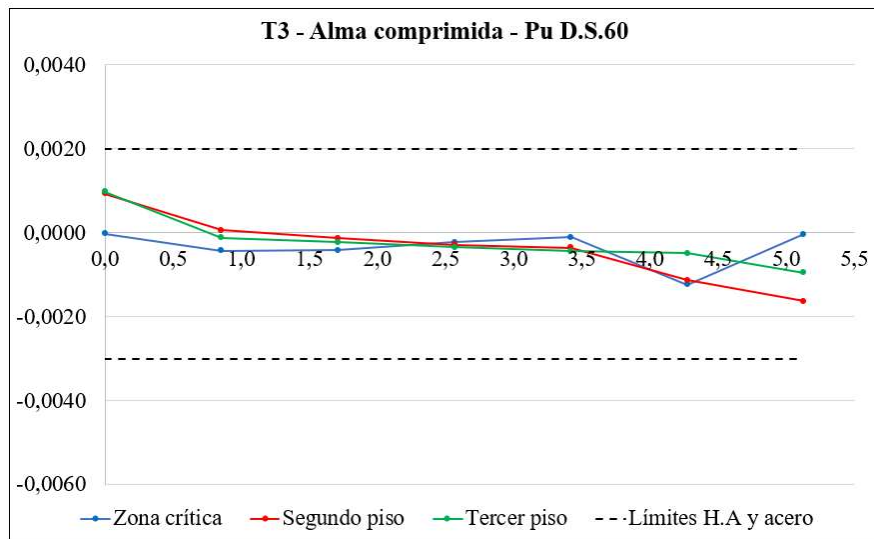
**Figura 4.34.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T2 con el alma comprimida evaluado en la carga límite del D.S.60.

En el caso del muro T3, el análisis no lineal alcanzó una convergencia numérica hasta un desplazamiento de  $\delta = 1.72$  [cm] similar al análisis seccional, aunque subestimándose notoriamente la capacidad de corte como bien se muestra en la Figura 4.35. Se revisó el último

punto de la curva de capacidad del BTM resultando deformaciones unitarias máximas de  $\epsilon_s = 0.001$  para el acero en el segundo y tercer piso, mientras que el hormigón alcanzó una máxima de  $\epsilon_c = 0.0016$  según la Figura 4.36. Esto quiere decir que la curva presenta un comportamiento elástico y aún puede desarrollar un poco más de desplazamiento antes de fallar, sin embargo, el estado de deformaciones tiende a un comportamiento cercano al balanceado, por lo que no se asegura que el límite de carga axial del D.S.60 pueda ser suficiente para el muro T3.



**Figura 4.35.** Comparación de las curvas de capacidad del muro T3 con el alma comprimida evaluado en la carga límite del D.S.60.



**Figura 4.36.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro T2 con el alma comprimida evaluado en la carga límite del D.S.60.

En base a lo observado anteriormente, se tiene que para los muros T1 y T2, el límite de carga axial del D.S.60 resulta suficiente generando un comportamiento dúctil, sin embargo, este comportamiento no se puede asegurar para el muro T3 a ese mismo nivel de carga axial.



**CAPÍTULO 5**  
**CONCLUSIONES**

## Capítulo 5. Conclusiones

El análisis seccional permitió describir un rango de valores límites de carga axial que aseguran un comportamiento mínimo dúctil en los muros de estudio. Para los muros T y L estudiados se recomienda considerar como carga límite actuante un  $P [\%] = 0.3f'_cA_g$  para una relación de aspecto de  $A_f/A_w = 0.5$ , una carga límite de  $P [\%] = 0.2f'_cA_g$  para una relación de aspecto de  $A_f/A_w = 1.0$  y una carga límite de  $P [\%] = 0.1f'_cA_g$  para una relación de aspecto de  $A_f/A_w = 1.5$ . Mientras que para los muros C estudiados este rango se encuentra entre  $P [\%] = 0.35f'_cA_g$ ,  $P [\%] = 0.3f'_cA_g$  y  $P [\%] = 0.23f'_cA_g$  para relaciones  $A_f/A_w$  de 0.5, 1.0 y 1.5 respectivamente. Se logró ver además que existe una relación directa entre el aumento de la relación  $A_f/A_w$  y el incremento o disminución de  $P_b [\%]$ .

A raíz de los resultados de los modelos no lineales, las capacidades axiales de balance obtenidas del análisis seccional resultan ser suficientes para asegurar un comportamiento dúctil en los muros estudiados, de modo que se pueden considerar sin problemas estas capacidades axiales como límite de carga axial actuante sobre estos muros para que aseguren un comportamiento dúctil, teniendo en cuenta que la zona crítica del análisis seccional no es la esperada y que por medio de un modelo no lineal es posible identificar una ubicación más exacta de esta.

Por medio del modelo BTM se puede ver que el límite de carga axial del D.S.60 resulta suficiente para los muros de estudio con relación de aspecto menores a  $A_f/A_w = 1.5$ , mientras que al alcanzar esta relación de aspecto el muro T3 tiende a alcanzar una condición de balance pero que no asegura su ductilidad necesariamente. En base a esto se confirma que el límite del D.S.60 puede resultar insuficiente para un análisis seccional de muros compuestos requiriendo un análisis como el de este trabajo que permita verificar la ductilidad.

Los resultados de la capacidad de carga axial y desplazamiento de los muros de estudio por medio del análisis seccional resultan alejarse de los resultados del análisis no lineal a medida que las alas crecen, alcanzándose diferencias de la capacidad de corte de un 80% por sobre el modelo no lineal para una relación  $A_f/A_w = 1.5$ , esto ocurre porque el análisis seccional considera todo el largo de

ala en fluencia, mientras que el modelo BTM demostró que la fluencia solo se alcanza en sectores cercanos al alma. Se concluye entonces que el análisis seccional resulta conservador para todos los casos de estudio y las diferencias entre un modelo y otro varía según la geometría de las alas del muro.

El modelo BTM describió con buena precisión el comportamiento y capacidad del muro de los ensayos de Thomsen y Wallace, permitiendo visualizar un estado más real de deformaciones, capacidad de deformación e incluso fenómenos como el desplazamiento de tensiones (o “tension shift” los cuales no pueden visualizarse en un análisis seccional. A raíz de esto, se recomienda utilizar el modelo BTM para analizar muros compuestos a sometidos a esfuerzos de flexo – compresión.

Como aspecto negativo del modelo BTM se identificó la dificultad de lograr la convergencia de los modelos para alcanzar el comportamiento último de los muros, esto provoca que este tipo de modelación demande mayor tiempo a diferencia del análisis seccional. Sin embargo, el software SeismoStruct, donde fue utilizado el modelo BTM basado en elementos de fibras, resulta ser recomendado para este tipo de modelaciones, ya que logra representar el comportamiento real de muros ensayados en laboratorios, considerando la no linealidad. Además, permite una convergencia más rápida de los modelos en comparación al software SAP2000.

Dado que el análisis seccional resulta conservador, el diseñador podrá utilizarlo sin problemas para el diseño de muros, sin embargo, se debe tener en cuenta que los resultados podrían alejarse bastante del comportamiento real del muro traduciéndose en costos excesivos de diseños que pueden ser optimizados por modelos no lineales como el BTM.

Se propone que en el futuro se pueda complementar este trabajo tomando una mayor cantidad de muros T, L y C, añadiendo más variables como de geometría, refuerzo y materiales, con el fin de obtener una mayor muestra de muros y establecer un límite de carga axial más preciso que asegure ductilidad, basado en análisis no lineales. Se propone además para trabajos posteriores el poder analizar por medio del modelo BTM muros con distintas alturas conforme a los edificios de Temuco, tomándose de edificios ya diseñados para poder caracterizar una respuesta más real de los muros estructurales de edificios habitacionales en la zona de la Araucanía y optimizar su diseño para futuros proyectos.

**Bibliografía**

- Azócar, M. (2004). "«Modelo Puntal-Tensor Aplicado al Diseño de Elementos de Hormigón Armado»". Universidad Austral de Chile.
- Bonelli, P., Quintana, P., Caballero, M. (2019). "ANÁLISIS SÍSMICO DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO CON IRREGULARIDAD VERTICAL". P. 12. En: XII CONGRESO CHILE DE SISMOLOGÍA E INGENIERÍA SÍSMICA. Valdivia.
- Calderón, J. (2007). "ACTUALIZACIÓN DE TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES USADAS EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO EN CHILE". Universidad de Chile.
- Cordero, F. (2011). "MODELACIÓN DE LA FALLA DE COMPRESIÓN EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO OBSERVADA EN EL TERREMOTO DE MAGNITUD MW 8.8 DE CHILE DEL 2010". Universidad de Chile.
- Córdova Alvéstegui, C. R. (2015). "DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO". Editorial Ed., Santiago de Chile.
- EERI Special Earthquake Report. (2010). "The Mw 8.8 Chile Earthquake of February 27, 2010".
- Estay, C. (2008). "CARACTERÍSTICAS DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO DISEÑADOS EN CHILE". Universidad de Chile.
- Hognestad, E. (1951). "A STUDY OF COMBINED BENDING AND AXIAL LOAD IN REINFORCED CONCRETE MEMBERS". Urbana, Illinois.
- Lu, Y., Panagiotou, M. (2014). "Three-Dimensional Beam-Truss Model for Reinforced-Concrete Walls and Slabs Subjected to Cyclic Static or Dynamic Loading". Berkeley.
- Mander, J. B. (1983). "SEISMIC DESIGN OF BRIDGE PIERS". University of Cantenbury.
- McCormac, J. C., Brown, R. H. (2011). "Diseño de concreto reforzado". Alfaomega Ed., México D.F.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2011). "Diseño sísmico de edificios". D.S N°60. Santiago de Chile.
- Moehle, J. (2015). "Seismic design of reinforced concrete buildings". McGraw-Hil Ed.
- Nilson, A. H. (1997). "DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO". McGraw-Hil Ed., Bogotá.
- Park, R., Paulay, T. (1988). "Estructuras de concreto reforzado". Editorial Ed., Ciudad de Mexico.
- Paulson, C., M. Rautenberg, J., Graham, S. K., Darwin, D. (2016). "Defining Yield Strength for Nonprestressed Reinforcing Steel". *ACI Struct. J.* **113**(1): Pp. 169-178.
- Razvi, S., Saatcioglu, M. (1992). "CONFINEMENT MODEL FOR HIGH-STRENGTH CONCRETE". *J. Struct. Eng.* **118**(6): P. 8.

Rondon, C. (2005). "Manual de armaduras de refuerzo para hormigón". Gerdau AZA Ed., Santiago de Chile.

Seismosoft. (2002). "Manual de usuario SeismoStruct". P. 506.

Spacone, E., Filippou, F. C., Taucer, F. F. (1996). "FIBRE BEAM - COLUMN MODEL FOR NON-LINEAR ANALYSIS OF R/C FRAMES: PART I. FORMULATION". Berkeley, California.

Thomsen, J. H., Wallace, J. W. (2004). "Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls—Experimental Verification". *J. Struct. Eng.* **130**(ASCE): Pp. 618-630.

Wallace, J., Massone, L., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C., Moehle, J. (2012). "Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings". *Earthq. Spectra.* **28**(S1): Pp. S281-S299.

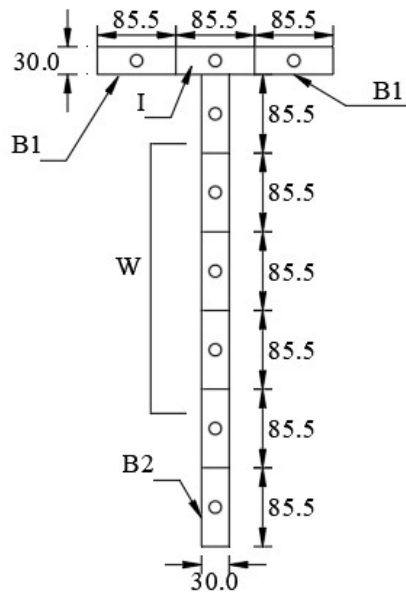
Whitney, C. S. (1937). "Design Of Reinforced Concrete Members Under Flexure Or Combined Flexure And Direct Compression". *ACI Struct. J.* **33** Pp. 483-498.

**ANEXO A**  
**FIGURAS Y TABLAS**

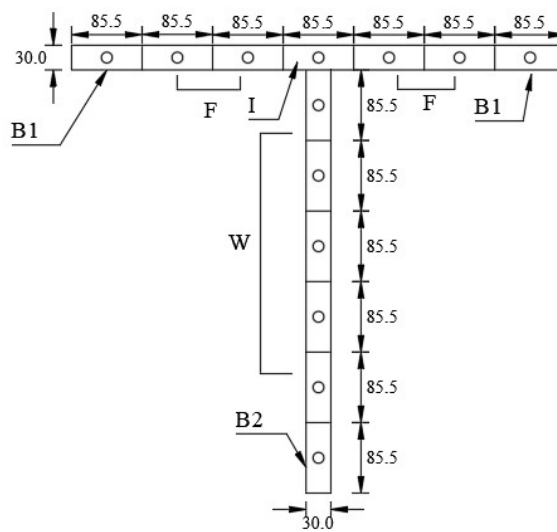
## Anexo A. Figuras y tablas

Tabla A.1. Cuantías de borde y totales de los muros de estudio.

N°	Cuantía en Lb [%]	Cuantía total del muro [%]			
		Rectangular	$A_f/A_w$	T y L	C
1	1	1.77	0.50	2.20	-
2			1.00	2.58	-
3			1.50	2.82	-
4	2	4.53	0.50	2.87	-
5			1.00	3.39	-
6			1.50	3.66	-
7	3	6.11	0.50	4.26	6.18
8			1.00	4.26	5.74
9			1.50	4.24	6.62
10	4	7.59	0.50	5.13	7.36
11			1.00	5.11	6.80
12			1.50	5.04	7.92
13	5	9.25	0.50	6.11	-
14			1.00	6.07	-
15			1.50	5.93	-

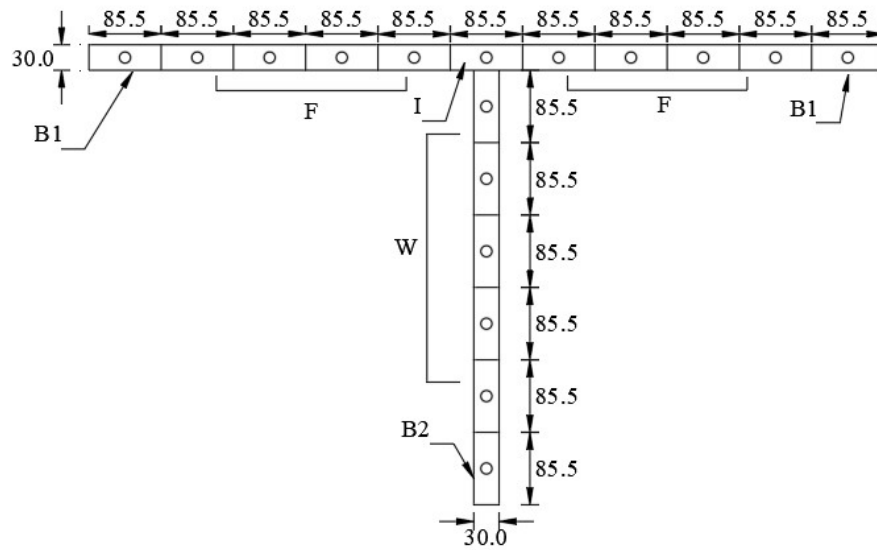


**Figura A.1.** Ubicación de los elementos verticales del modelo BTM en un muro T1, unidades en [cm].

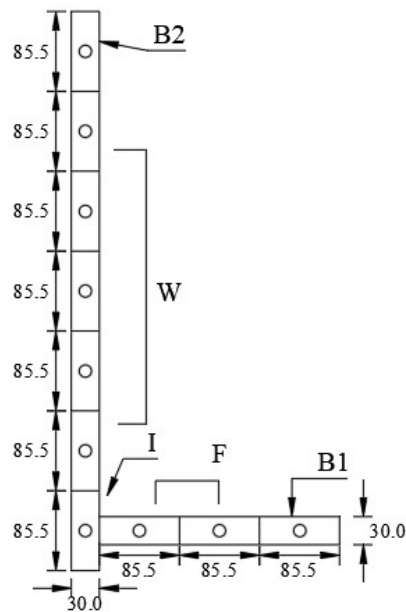


**Figura A.2.** Ubicación de los elementos verticales del modelo BTM en un muro T2, unidades en [cm].

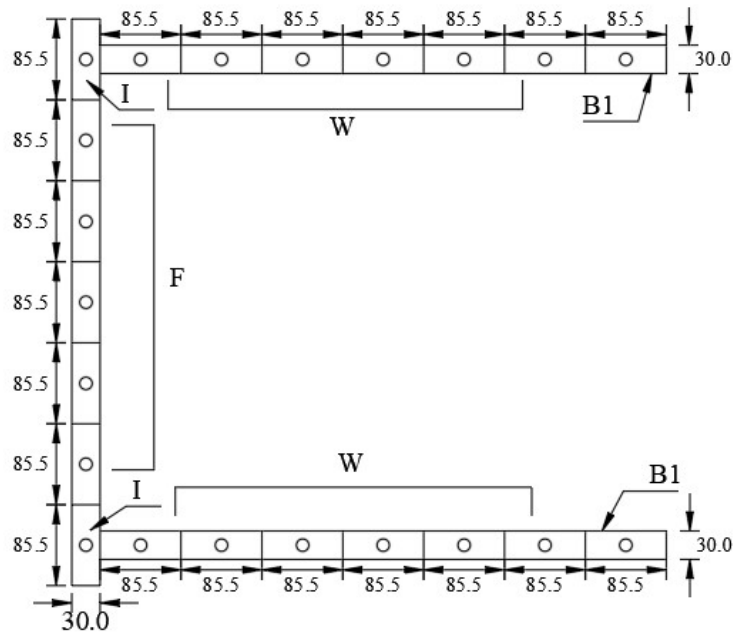




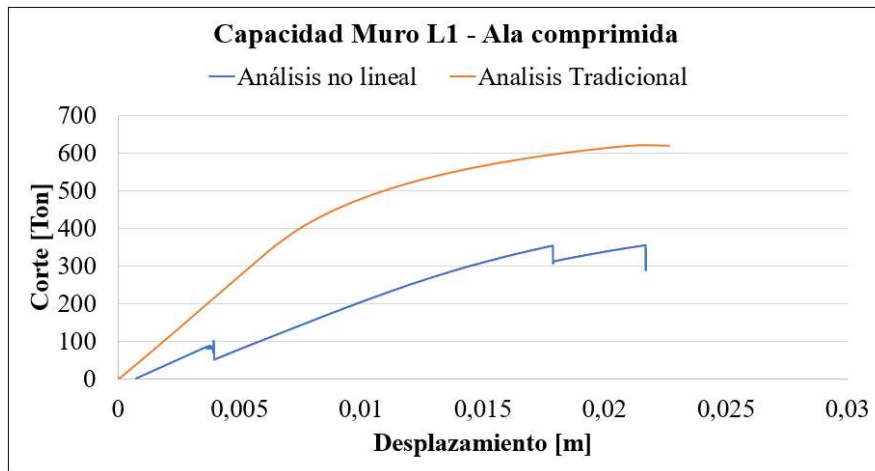
**Figura A.3.** Ubicación de los elementos verticales del modelo BTM en un muro T3, unidades en [cm].



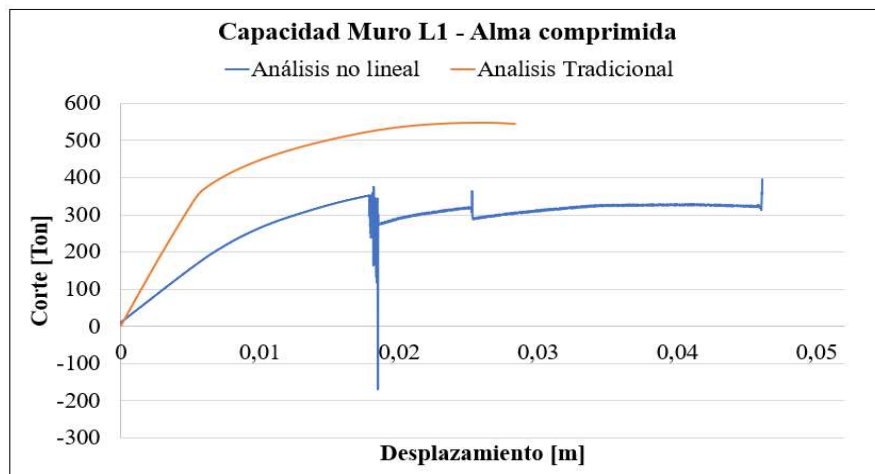
**Figura A.4.** Ubicación de los elementos verticales del modelo BTM en un muro L1, unidades en [cm].



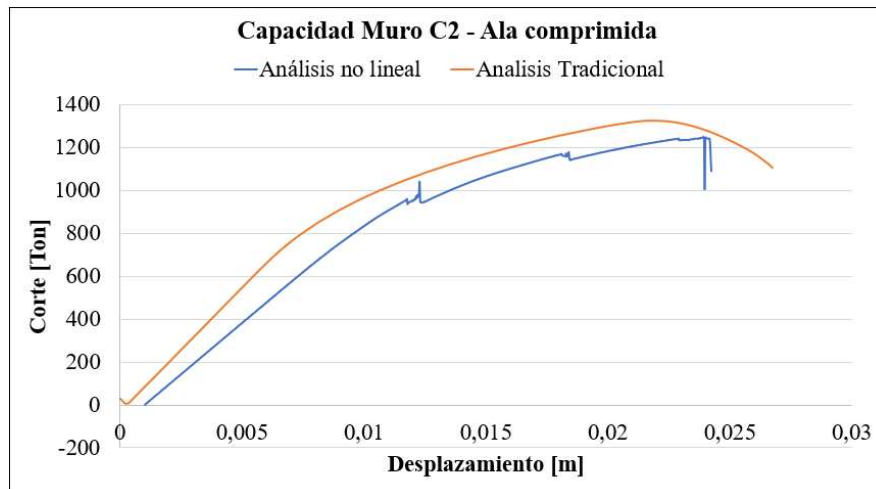
**Figura A.5.** Ubicación de los elementos verticales del modelo BTM en un muro C2, unidades en [cm].



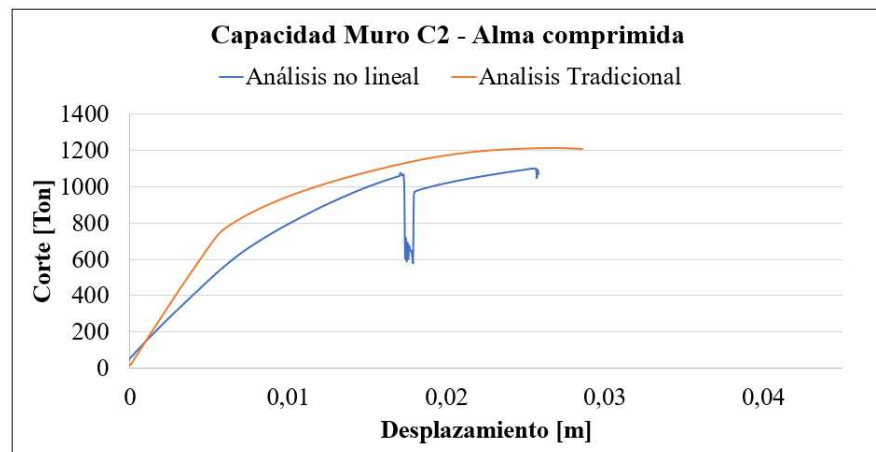
**Figura A.6.** Comparación de las curvas de capacidad del muro L1 con el ala comprimida.



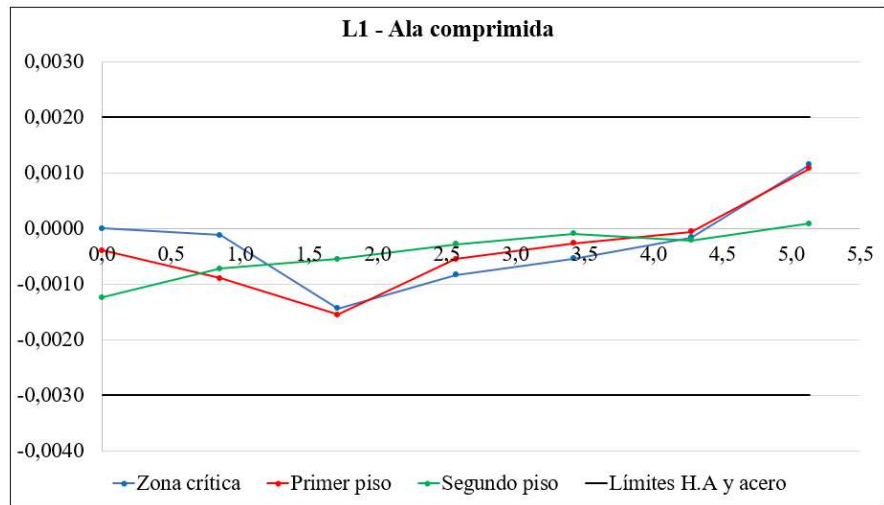
**Figura A.7.** Comparación de las curvas de capacidad del muro L1 con el alma comprimida.



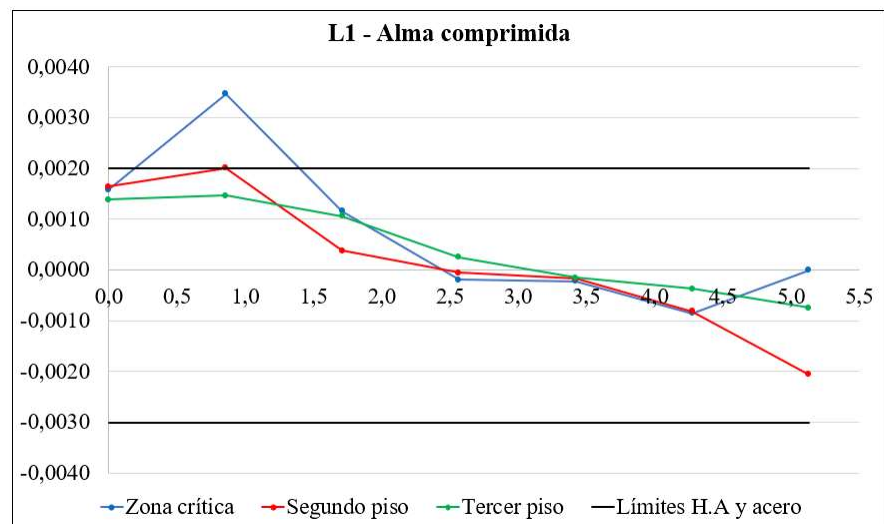
**Figura A.8.** Comparación de las curvas de capacidad del muro C2 con el ala comprimida.



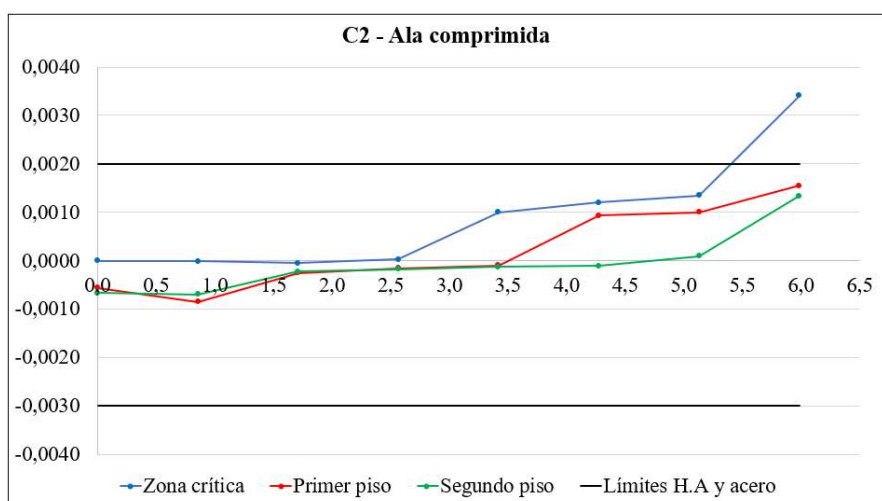
**Figura A.9.** Comparación de las curvas de capacidad del muro C2 con el alma comprimida.



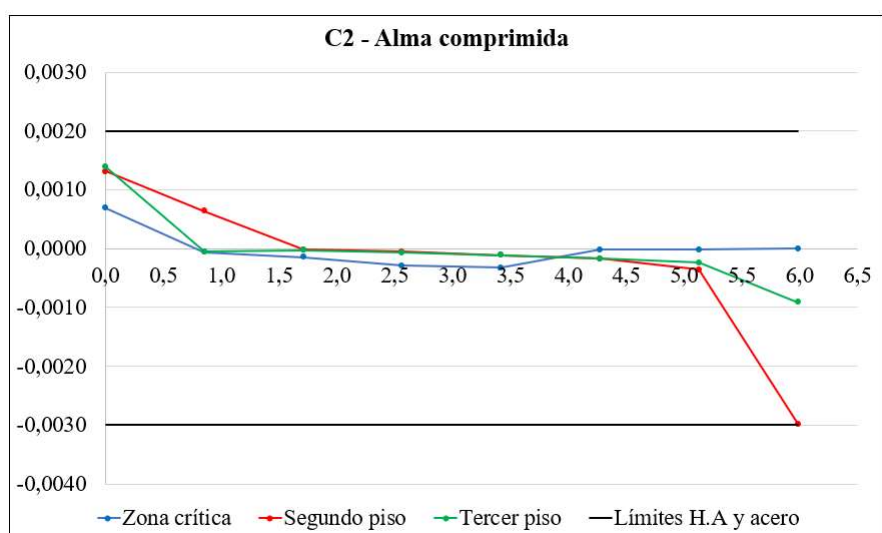
**Figura A.10.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro L1 con el ala comprimida.



**Figura A.11.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro L1 con el alma comprimida.



**Figura A.12.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro C2 con el ala comprimida.



**Figura A.13.** Deformaciones unitarias a lo largo del alma del muro C2 con el alma comprimida.