



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

ESTUDIO DE LA RESPUESTA NUMÉRICA DE LOSAS ACOPLADAS CON MUROS T DE HORMIGÓN ARMADO

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

MELISSA MARINA CHAPERON GAMBOA

PROFESOR GUÍA:
FABIAN ROJAS BARRALES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ
MARIO LAFONTAINE ROTH

SANTIAGO DE CHILE

2018

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL
POR: MELISSA MARINA CHAPERON GAMBOA
FECHA: 2018
PROFESOR GUÍA: FABIAN ROJAS BARRALES

ESTUDIO DE LA RESPUESTA NUMÉRICA DE LOSAS ACOPLADAS CON MUROS T DE HORMIGÓN ARMADO

Una estructuración recurrente en zonas de pasillo de edificios de uso habitacional, es la de muros en T de hormigón armado enfrentados por sus alas.

Resulta de interés analizar el comportamiento que tienen las losas que conectan estos muros frente a cargas sísmicas. De esta forma, se evalúa la distribución momento y el ancho efectivo de la losa para determinar la necesidad y distribución de refuerzo en esta zona.

Para ello se utiliza el programa SAFE-Toolbox, plataforma en MatLab de elementos finitos, que permite modelar el comportamiento no lineal de materiales y estimar la respuesta de un elemento estructural frente a cargas tipo *pushover*.

Primero se valida el programa para este tipo de estructuración comparando con resultados de un ensayo experimental. Luego, se estudia las características (dimensiones y cuantías de los elementos) de esta configuración en la edificación chilena para aplicar los resultados a la realidad del país. Con lo anterior, se generan modelos de uno y ocho pisos para comparar sus resultados con el fin de validar el estudio de un piso para edificios de varios niveles.

Finalmente, se realiza un estudio paramétrico para un modelo de un piso, usando como variables a estudiar, la cantidad y distribución de refuerzo, y el largo de las alas de los muros. Se evalúa la influencia de estos parámetros en la distribución de momento y el ancho efectivo en la losa.

Para mis padres

Agradecimientos

Agradecer primero a mi profesor guía, Fabián Rojas, por su buena disposición y paciencia. También a Consuelo, por el apoyo mutuo y todo el conocimiento compartido. Gracias a ustedes el desarrollo de esta memoria resultó ser un proceso lleno de aprendizaje.

A mi familia por apoyarme en todo desde siempre. En especial a mis padres, Alain y Fabiola, por su amor, educación y humor. Gracias por darme todas las facilidades para estudiar, siempre tuve todo lo que necesité (y más) tanto en lo económico como en lo emocional. Agradecer también a mis hermanos, Pascal y Aline, y a mis abuelos Lala y Juan.

A mis amigas de la vida, Laura y Camila, por acompañarme en todos los procesos vividos desde el colegio. He aprendido mucho de ustedes y las admiro en todo lo que hacen.

A los Chapoteros gracias a quienes tengo los mejores recuerdos de mis primeros años de universidad. Y porque, a pesar de que nuestras vidas estén tomando caminos diferentes, seguimos riendo como mechones.

A los Civiles por todos los momentos compartidos desde que entré a la especialidad. Porque todo el estrés de los controles, informes y tareas desaparecían (por un momento) en inolvidables almuerzos, breaks de estudio, terrazos de viernes, amigos secretos y paseos fuera de Santiago.

Finalmente agradecer a la pecera, por hacer un poco más ameno este último paso por Beauchef.

Tabla de contenido

Capítulo 1 – Introducción.....	1
1.1 Motivación.....	1
1.2 Estado del arte	2
1.3 Objetivos.....	6
1.4 Organización.....	7
Capítulo 2 – Programa SAFE – TB	8
2.1 Modelo.....	8
2.2 Modelos Constitutivos de los materiales.....	9
2.2.1 Modelo Constitutivo del hormigón.....	9
2.2.2 Modelo Constitutivo del acero	13
Capítulo 3 – Validación Experimental.....	16
3.1 Modelo experimental	16
3.1.1 Geometría y cuantías.....	16
3.1.3. Propiedades de los materiales.....	20
3.1.4. Carga aplicada.....	21
3.2 Modelación en SAFE-TB.....	22
3.3. Resultados.....	23
3.3 Comentarios	31
Capítulo 4 – Caracterización estructuraciones chilenas	32
4.1 Muros.....	33
4.2 Losas	35
4.3 Criterio de selección	36
Capítulo 5 – Validación modelo de un piso	37
5.1 Comparación modelos de uno y ocho pisos.....	37
5.1.1. Modelos.....	37

5.1.2	Resultados	44
5.1.2.2	Modelo ocho pisos.....	48
5.2.	Comparación modelos elástico e inelástico	51
5.2.1	Modelo inelástico	51
5.1	Comentarios	58
Capítulo 6 – Estudio paramétrico.....		59
6.1	Geometría y cuantías de acero	59
6.3	Resultados.....	60
6.3.2	Casos con armadura distribuida.....	60
6.3.4	Casos con refuerzo adicional	63
6.3.4	Casos con diferentes largos de ala.....	66
6.4	Comentarios	68
Capítulo 7 – Conclusiones		69
Bibliografía		71
Anexo A		74

Índice de Tablas

Tabla 3.1 Propiedades del hormigón utilizado (Lee).....	20
Tabla 3.2 Propiedades del acero utilizado (Lee).....	20
Tabla 5.1 Propiedades Materiales.....	38
Tabla 6.1 Modelos estudiados.....	60
Tabla 6.2 Casos diferente armadura distribuida.....	60
Tabla 6.3 Momento sección crítica losa en función de la rotación de la losa	61
Tabla 6.4 Momentos máximo y de fluencia según los casos.....	62
Tabla 6.5 Casos con refuerzo adicional.....	63
Tabla 6.6 Casos con diferentes largos de ala.....	66

Índice de Figuras

Figura 1.1 Estructuración de Zuñiga (2004)	2
Figura 1.3 Estructuración de Tapia (2008).....	2
Figura 1.4 Zonas críticas	3
Figura 1.5 Modelación de la estructuración (Smyrou 2008).....	4
Figura 1.6 Planta estructuración (Smyrou 2008).....	4
Figura 1.7 Deformada de la estructuración de Smyrou (2008).....	5
Figura 2.1 Sección compuesta por capas.....	8
Figura 2.2. Modelo constitutivo del hormigón a compresión propuesto por Thorenfeldt ..	9
Figura 2.3 Modelo constitutivo del hormigón a tracción propuesto por Belarbi y Hsu (Rojas).....	10
Figura 2.4 Modelo histórico del hormigón propuesto por Massone	11
Figura 2.5 Modelo del hormigón a compresión con $f'c$ reducido	12
Figura 2.6 Modelo constitutivo del acero (Rojas)	15
Figura 3.1 Geometría planta fundación (dimensiones en cm) (Basado en Lee)	17
Figura 3.2 Geometría y cuantía planta losas (dimensiones en cm) (Basado en Lee)	17
Figura 3.3 Geometría y cuantías almas muros (dimensiones en cm) (Basado en Lee)....	18
Figura 3.4 Geometría y cuantías alas muros (dimensiones en cm) (Basado en Lee).....	19
Figura 3.5 Derivas aplicadas (Lee)	21
Figura 3.6 Sistema de aplicación de carga horizontal (Lee).....	21
Figura 3.7 Estructura no deformada (SAFE-TB)	22
Figura 3.8 Estructura no deformada (SAFE-TB)	22
Figura 3.9 Comparación histéresis obtenidas experimentalmente y con SAFE-TB	23
Figura 3.10 Daño de la estructura experimental (Lee)	24
Figura 3.11 Deformaciones unitarias para 1% de deriva dirección positiva	24
Figura 3.12 Deformaciones unitarias base alma Muro1 (dirección positiva)	25
Figura 3.13 Deformaciones unitarias base ala Muro 1 (dirección positiva).....	25
Figura 3.14 Deformaciones unitarias base ala Muro 2 (dirección positiva).....	25
Figura 3.15 Deformaciones unitarias base alma Muro 2 (dirección positiva).....	25
Figura 3.16 Deformaciones unitarias fibra extrema ala Muro 2 (dirección positiva).....	26
Figura 3.17 Ala del ensayo de Ruiz y Muñoz (2018)	26
Figura 3.18 Deformaciones unitarias para 1% de deriva (dirección negativa).....	27
Figura 3.19 Deformaciones unitarias ala Muro 1 comprimida.....	28

Figura 3.20 Deformaciones unitarias base alma Muro 1 traccionada.....	28
Figura 3.21 Deformaciones unitarias base ala Muro 2 (dirección negativa).....	28
Figura 3.22 Deformaciones unitarias base alma Muro 2 (dirección negativa).....	28
Figura 3.23 Grado de acoplamiento.....	29
Figura 3.24 Grado de acoplamiento.....	30
Figura 4.1 Histograma largos alas de muros.....	33
Figura 4.2 Histograma largos almas de muros.....	33
Figura 4.3 Espesores de muros en función de los pisos.....	34
Figura 4.4 Espesores de losas.....	35
Figura 4.5 Armadura losa de acople.....	36
Figura 5.1 Planta geometría y armadura (dimensiones en cm).....	38
Figura 5.2 Modelos.....	39
Figura 5.3 Carga horizontal modelo de 1 piso.....	40
Figura 5.4 Esquema método SSAP (Basado en Shakeri et al).....	41
Figura 5.5 Patrón de carga horizontal para 8 pisos.....	42
Figura 5.6 Deformada modelo de ocho pisos.....	43
Figura 5.7 Deformada modelo de un piso.....	43
Figura 5.8 Momento losa de acople para 1% de deriva.....	44
Figura 5.9 Distribución de momento en zona crítica para diferentes derivas.....	45
Figura 5.10 Diagrama Momento-Curvatura.....	45
Figura 5.11 Momento sección crítica en función de la rotación.....	46
Figura 5.12 Momento sección crítica en función de la deriva.....	46
Figura 5.13 Distribución de momento ancho de losa.....	46
Figura 5.14 Ancho efectivo normalizado por el largo de ala en función del nivel de deriva.....	47
Figura 5.15 Ancho efectivo en función del nivel de deriva.....	47
Figura 5.16 Momento sección crítica en función de la deriva de techo.....	48
Figura 5.17 Momento sección crítica en función de la rotación de losa.....	48
Figura 5.18 Momento sección crítica en función de la deriva de techo.....	49
Figura 5.19 Figura 5.17 Momento sección crítica en función de la rotación de losa.....	49
Figura 5.20 Distribución de momento en la sección crítica para cada piso para una rotación de 3×10^{-5} (rad).....	50
Figura 5.21 Geometría y cuantía planta modelos (dimensiones en cm).....	51
Figura 5.22 Geometría y armadura almas de muro (dimensiones en cm).....	52
Figura 5.23 Cuantías almas de muro.....	52
Figura 5.24 Geometría y armadura alas muros (dimensiones en cm).....	52

Figura 5.25 Cuantías alas muros	52
Figura 5.26 Elementos modelos	53
Figura 5.27 Momento losa caso 1	54
Figura 5.28 Momento elementos del borde del ala de la losa de acople.....	55
Figura 5.29 Momento elementos centrales de la losa de acople	55
Figura 5.30 Comparación distribución momento de elementos de zona crítica muros inelásticos y elásticos.....	55
Figura 5.31 Momento sección crítica en función de la rotación	56
Figura 5.32 Momento sección crítica en función de la deriva	56
Figura 5.33 Ancho efectivo en función de la deriva.....	56
Figura 5.34 Corte muros en función de la deriva.....	57
Figura 6.1 Geometría y cuantía planta modelos (dimensiones en cm).....	59
Figura 6.2 Momento elementos de losa del borde del ala para 0.4% de deriva.....	61
Figura 6.3 Momento sección crítica losa función de deriva.....	61
Figura 6.4 Ancho efectivo normalizado por el largo de ala en función de la deriva.....	62
Figura 6.5 Distribución de momento en la zona crítica normalizado con respecto a Mmax (deriva 0.4%)	63
Figura 6.6 Momento sección crítica (deriva 0.6%).....	64
Figura 6.7 Momento sección crítica (deriva 0.5%).....	64
Figura 6.8 Momento sección crítica del caso $\Phi 10a15 + 4\Phi 16$	64
Figura 6.9 Momento en la sección crítica en función de la deriva	65
Figura 6.10 Distribución momento sección crítica losa para una deriva de 0.6%.....	66
Figura 6.11 Distribución momento sección crítica losa para una deriva de 0.5%.....	66
Figura 6.12 Momento sección crítica en función de la deriva	67
Figura 6.13 Momento sección crítica en función de la rotación de la losa	67
Figura 6.14 Ancho efectivo normalizado en función de la deriva.....	67

Capítulo 1 – Introducción

1.1 Motivación

En edificios altos en Chile y otros países, es común utilizar en su diseño, sistemas estructurales en base a muros de hormigón armado acoplados por losas. Lo anterior es altamente conveniente ya que produce un sistema estructural eficiente para resistir fuerzas laterales y limitar las deformaciones laterales. Más precisamente, en edificios de uso habitacional, es frecuente encontrar este sistema estructural con muros en T, donde el acople se produce en zonas de pasillos.

La mayoría de las investigaciones existentes sobre el comportamiento de losas acopladas se basan en un comportamiento lineal de la estructura. Estas investigaciones han determinado el ancho colaborante de la losa en función de la geometría de los elementos y zonas críticas de mayor concentración de momento y corte. Sin embargo, estas no consideran las cuantías de refuerzo, ni efectos de no-linealidad que ocurren una vez que la losa y el muro se fisuran.

Las investigaciones que consideran modelos no lineales para el hormigón y el acero son escasas y no llegan a resultados concretos con respecto a la demanda y distribución de momento y corte, y por lo tanto no se han especificado diseños adecuado y óptimo del refuerzo.

En Chile, se solían utilizar dinteles en las zonas de acople de muros los que resultaban altamente dañados luego de sismos de gran intensidad. Actualmente, solo se utiliza refuerzo en la losa el cual se dispone comúnmente de manera uniforme en forma prescriptiva.

Surge entonces la necesidad de realizar un estudio paramétrico de las losas acopladas por muros considerando características típicas de la edificación chilena, es decir, variando las dimensiones de las losas y muros, sus cuantías y distribución de refuerzo y niveles de demanda para así estudiar la respuesta de este tipo de sistema estructural. Este estudio se realizará a través de modelos numéricos, los cuales consideran un comportamiento no-lineal del hormigón y el acero. Con esto se obtendrá la distribución de momento y el ancho de la losa que participa en el acople. Con estos resultados se generarán recomendaciones de diseño para las armaduras de los refuerzos de losa

1.2 Estado del arte

Existen numerosas investigaciones que tienen como objetivo determinar el comportamiento de muros de hormigón armado acoplados por losas. A continuación, se exponen principalmente aquellos estudios que enfocan su análisis en muros en T. En estos, se busca determinar el ancho efectivo de la losa de acople, y su distribución de flexión.

Coull y Wong (1985) estudiaron modelos de muros en T acoplados por losas y enfrentados por sus alas donde esta separación corresponde a una zona de pasillo, a través de un análisis lineal de elementos finitos. El estudio busca obtener expresiones que determinan el ancho efectivo de la losa, de las alas de los muros y la rigidez de la losa. Se investigó la influencia de diferentes parámetros obteniendo curvas que entregan una rápida estimación del ancho efectivo de la losa, una relación para la rigidez y el ancho efectivo del ala. Según este estudio, el ancho efectivo de la losa depende del ancho y largo de la losa, de la separación entre muros, del espesor de la losa y muros, y del largo de las alas de los muros.

Tapia (2008) también determina el ancho colaborante a través de modelos lineales. Su trabajo se basa en lo estudiado por Zuñiga (2004) incorporando nuevos parámetros para obtener un análisis más generalizado. La estructuración que utilizó es la más recurrente en los pasillos de edificios. Esta consiste en dos muros en T enfrentados por sus alas, donde su separación corresponde al pasillo. Los parámetros que se varían son el ancho del pasillo (L), el largo de las alas ($M1$ y $M2$) y almas ($L1$ y $L2$) de los muros y el espesor de la losa (e).

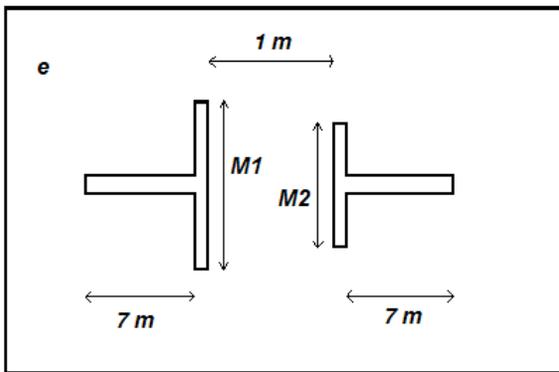


Figura 1.1 Estructuración de Zuñiga (2004)

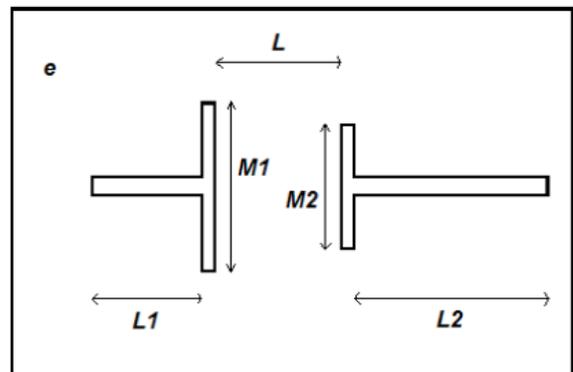


Figura 1.2 Estructuración de Tapia (2008)

No se consideran los refuerzos de muros y losa, y el espesor de los muros se considera constante. Para determinar el ancho colaborante, utilizó el criterio de mínima diferencia de energía entre modelos de elementos finitos y de marco plano equivalente.

En el modelo de elementos finitos, la losa se modela con 4 nudos con una malla de refinado dependiendo del sector de la losa y los muros se modelan como vigas infinitas que se encuentran apoyados en su centro de gravedad. En el modelo de marco plano equivalente, los muros son representados por vigas rígidas e infinitas y la losa es representada por una viga que varía de largo según L , de altura igual al espesor de la losa y de ancho unitario. Para deducir la fórmula para el ancho equivalente, se grafican 720 casos relacionando el ancho equivalente con las distintas variables del problema. Se obtiene:

$$b = L + 0.1 * \frac{M}{e} \quad (1.1)$$

Esta fórmula posee unidades de longitud en metro. Se observa que el ancho colaborante no depende del largo de los muros longitudinales.

Luego, en el mismo estudio determinó los esfuerzos de corte y flexión a través de un modelo lineal con elementos finitos donde se supone sección no fisurada del hormigón. A través de este análisis computacional, se determinó la zona donde se concentra la mayor cantidad de corte y momento. Las zonas críticas definidas son, la zona contigua y paralela al borde del muro transversal o de cabecera.

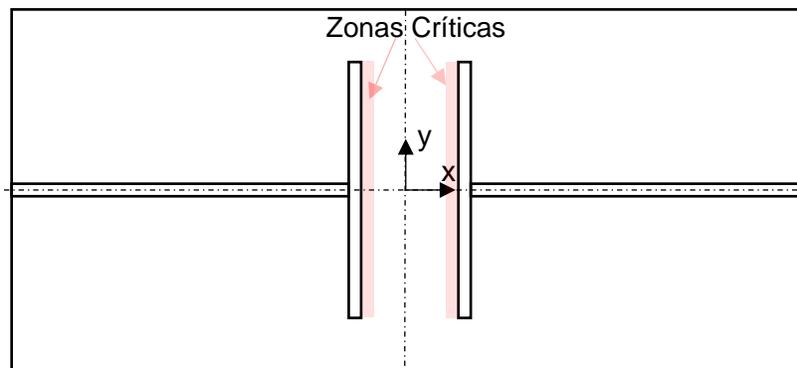


Figura 1.3 Zonas críticas

Smyrou (2008) realiza un análisis no lineal de la losa considerando los muros de sección transversal T elásticos, para esto utiliza un programa de elementos finitos y determina el ancho efectivo de la losa. Se modela, utilizando el programa ABAQUS (2007), una losa que acopla dos muros en T enfrentados por sus alas, considerando la mitad del muro del piso inferior y superior. Las dimensiones de los muros utilizadas son constantes y se utilizan las encontradas comúnmente en edificios reales, de seis metros el alma y tres metros las alas. La altura de los muros y su separación, que corresponde a la zona de pasillo, también se consideran constantes de tres y dos metros respectivamente. Los parámetros que se varían son el espesor, ancho (L_s) y cuantía de refuerzo de la losa.

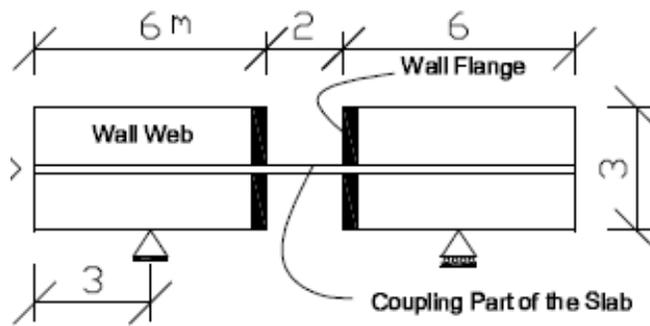


Figura 1.4 Modelación de la estructuración (Smyrou 2008)

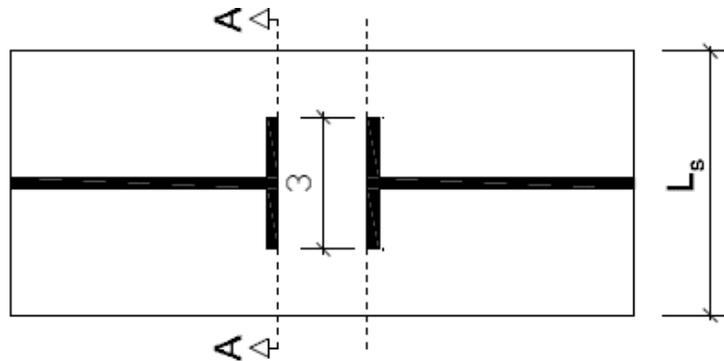


Figura 1.5 Planta estructuración (Smyrou 2008)

En el centro de uno de los muros se considera un apoyo simple y en el otro uno deslizante. El comportamiento no lineal del hormigón se modela utilizando la función de Mahrenholtz et al. 1982; Arslan 2007, y el del acero se modela con la función de Hand et al., 1973, Phuvoravan and Sotelino, 2005. Se aplica una deriva de 3% en el extremo superior de los muros.

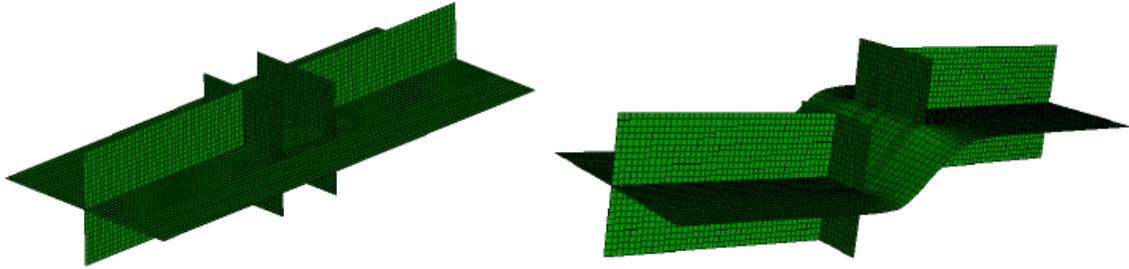


Figura 1.6 Deformada de la estructuración de Smyrou (2008)

El comportamiento de la losa que se encuentra entre las alas se presenta mediante curvas de fuerza-desplazamiento. Todas las curvas presentan fluencia en una deriva de 1%, independiente del ancho y del refuerzo de la losa. Se observa que la losa resiste mayores momentos para anchos y refuerzos de losas mayores.

Luego, se determina el ancho efectivo de la losa asumiendo rotaciones uniformes con respecto a las alas de los muros. La idea es equilibrar el trabajo requerido por la losa para desarrollar y revertir las rotaciones impuestas. Se obtiene:

$$b = 2.10 + 0.4Ls \quad (1.2)$$

Esta fórmula posee unidades de longitud en metro y Ls corresponde al ancho total de la losa. Se observa que el ancho efectivo no depende del espesor ni del refuerzo de la losa. Se recuerda sin embargo que la expresión obtenida considera unas determinadas dimensiones de muros. Finalmente, estudia el campo de deformaciones de la losa. Se obtiene que las regiones más afectadas se extienden a lo largo de las alas de muros.

1.3 Objetivos

Objetivo General

Evaluar el acoplamiento y la respuesta no-lineal (capacidad de resistencia, concentración de esfuerzos, ancho colaborante) de las losas de pasillo que se acoplan con muros T de hormigón armado, considerando parámetros tales como dimensiones, cuantías de acero en muros y losas, y distribuciones de estas cuantías.

Objetivos Específicos

1. Evaluar la eficacia y validez de la modelación numérica de muros T acoplados, mediante la comparación de la respuesta global y local con resultados de ensayos experimentales de muros T de hormigón armado acoplados ante cargas cíclicas. Para ello se usará el framework SAFE-TB, el cual tiene disponible un elemento tipo Shell con capas que considera modelos constitutivos no-lineales para el hormigón y acero.
2. Caracterizar (dimensiones y cuantías de refuerzo) la tipología de muros T de hormigón armado acoplados por losas en la edificación chilena.
3. Generar modelos numéricos del sistema de uno y ocho pisos utilizando las características de la tipología chilena. Comparar los resultados obtenidos con el fin de validar el sistema de un piso para edificios de varios niveles.
4. Efectuar un estudio paramétrico de los sistemas de un piso de losas que acoplan muros T, tomando como variables a estudiar la cuantía de acero en la losa acople y el largo de las alas de los muros. Los modelos serán sometidos a análisis estáticos no lineales tipo *pushover*.
5. Entregar recomendaciones de diseño para las zonas de acople de las losas de pasillo.

1.4 Organización

El presente trabajo se organiza de la siguiente manera:

- Capítulo 2: Programa SAFE-TB

Se describen las características principales de la plataforma SAFE-TB, así como las leyes constitutivas utilizadas del hormigón y acero.

- Capítulo 3: Validación experimental

Se describe el ensayo experimental utilizado para validar el funcionamiento del programa. Luego se modela en SAFE-TB y se analizan los resultados obtenidos.

- Capítulo 4: Caracterización estructuraciones chilenas

Se revisan planos de edificios chilenos existente para obtener las características principales (dimensiones y cuantías de muros y losas) de la estructuración estudiada.

- Capítulo 5: Validación modelo de un piso

Se generan modelos de uno y ocho pisos de mismas características. Se aplica una carga tipo *pushover* y se comparan los resultados obtenidos.

- Capítulo 6: Estudio paramétrico

A partir del modelo base de un piso, se realiza un estudio paramétrico tomando como variables a estudiar la cuantía y distribución del refuerzo de la losa de acople y el largo de las alas de los muros.

Capítulo 2 – Programa SAFE – TB

La modelación de muros de hormigón armado acoplados se realiza mediante la plataforma de elementos finitos SAFE-TB , Structural Analysis by Finite Elements ToolBox, desarrollado por Rojas (2016) en Matlab. El programa permite modelar el comportamiento no lineal de los materiales bajo cargas estáticas y cíclicas.

2.1 Modelo

SAFE-TB trabaja con elementos cuadriláteros tipo membrana compuestos por capas de hormigón y de acero completamente adheridos.

La formulación utilizada permite variar las propiedades del hormigón, del acero y de los diferentes componentes de las secciones, como el recubrimiento del hormigón, la armadura de refuerzo y el hormigón confinado.

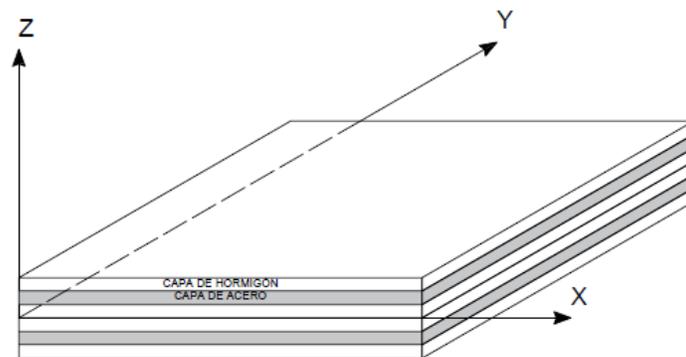


Figura 2.1 Sección compuesta por capas

Cada elemento posee cuatro nodos y 24 grados de libertad, tres desplazamientos y tres giros por nodo, y nueve puntos de cuadratura.

2.2 Modelos Constitutivos de los materiales

2.2.1 Modelo Constitutivo del hormigón

El hormigón se modela como un material uniaxial según el modelo propuesto por Massone (2009).

Hormigón a compresión

Se modela con la curva propuesta por Thorenfeldt et al. en 1987 definida como:

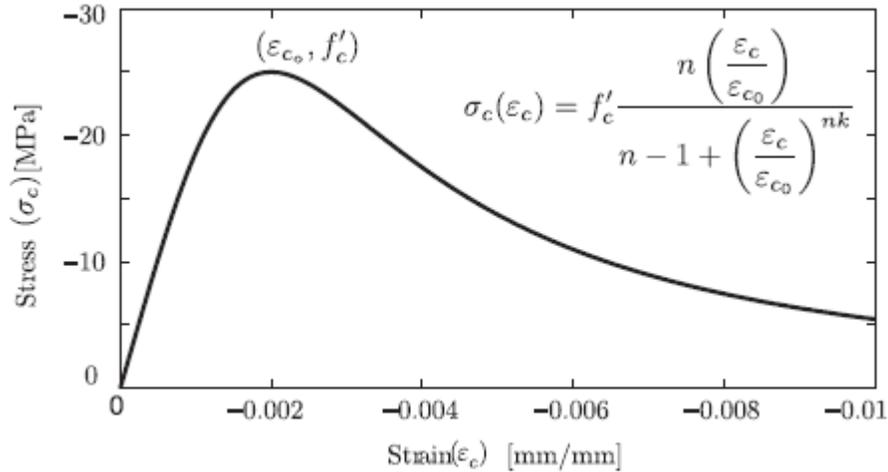


Figura 2.2. Modelo constitutivo del hormigón a compresión propuesto por Thorenfeldt

Donde f'_c es la resistencia máxima a compresión del hormigón, ε_{c0} la deformación del hormigón para su resistencia máxima y n y k parámetros calibrados por Carreira y Kuang-Han:

$$n = 1.55 + \left(\frac{f'_c (MPa)}{32.4} \right)^3 \quad (2.1)$$
$$k = 1$$

Hormigón a tracción

Se modela con la curva propuesta por Belarbi y Hsu en 1994 la cual se divide en dos partes: previo y posterior al agrietamiento.

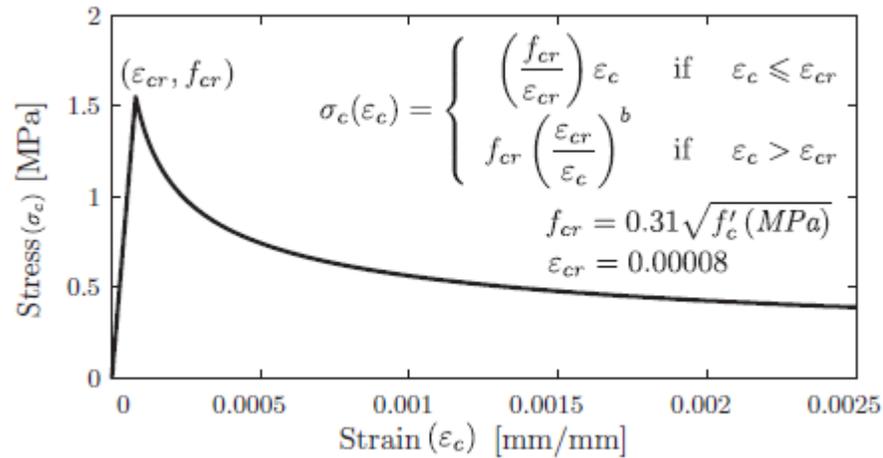


Figura 2.3 Modelo constitutivo del hormigón a tracción propuesto por Belarbi y Hsu (Rojas)

Donde b describe el decaimiento de la curva, f'_{cr} es la máxima resistencia a tracción del hormigón y ϵ_{cr} es la deformación unitaria cuando se alcanza el esfuerzo máximo a tracción. Belarbi y Hsu proponen $b = 0.4$ y los valores presentados con la Figura para los demás parámetros.

Histéresis

El comportamiento cíclico del hormigón se modela considerando lineales las zonas en compresión de carga y descarga. Según Palermo y Vecchio, las pendientes corresponden a la rigidez inicial E_{c0} y a $0.071E_{c0}$.

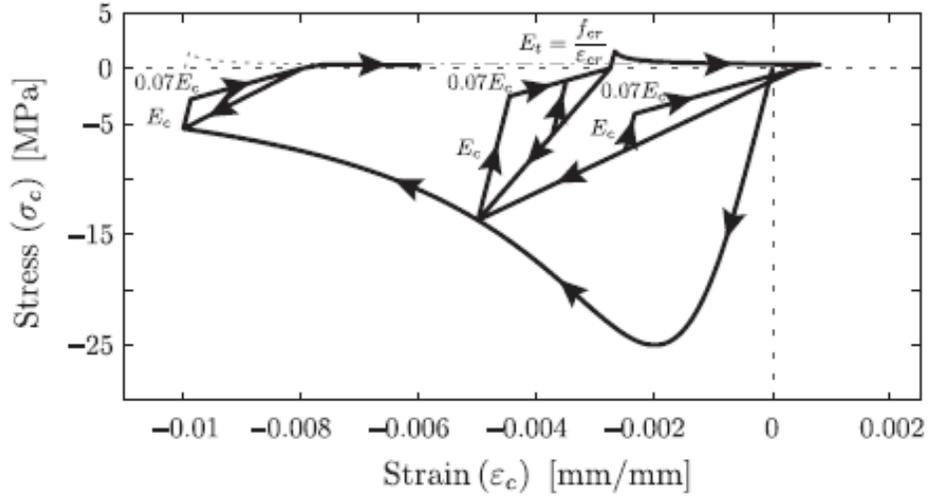


Figura 2.4 Modelo histérico del hormigón propuesto por Massone

Las deformaciones plásticas en compresión y tracción se definen como:

$$\varepsilon_p^c = \varepsilon_m^c \left(1 - e^{-\left(\frac{\varepsilon_m^c}{\varepsilon_{c0}}\right) \alpha_c} \right) \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_p^t = \varepsilon_m^t \left(1 - e^{-\left(\frac{\varepsilon_m^t}{\varepsilon_{cr}}\right) \alpha_t} \right) \quad (2.3)$$

Donde ε_m^c y ε_m^t son la deformación máxima previa alcanzada para compresión y tracción respectivamente. Los parámetros α_c y α_t determinan el grado de deformación plástica del hormigón y Rojas propone los siguientes valores:

$$\alpha_c = 0.32$$

$$\alpha_t = 0.08$$

Coefficientes de modificación del modelo del hormigón

Se incorporan al modelo coeficientes que modifican la capacidad máxima del hormigón en compresión. Se consideran coeficientes de modificación por degradación de la resistencia, daño por carga cíclica y confinamiento del hormigón.

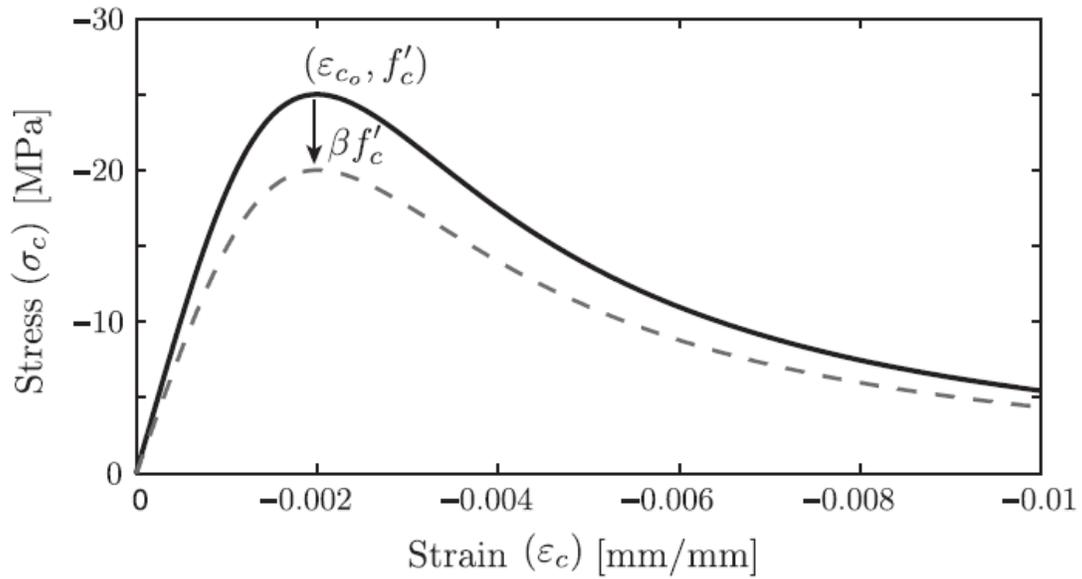


Figura 2.5 Modelo del hormigón a compresión con f'_c reducido

1. Degradación de la resistencia del hormigón

La degradación de la resistencia del hormigón ($\beta_s f'_c$) es una reducción de su capacidad máxima a compresión debido a la tracción transversal. Para modelar este efecto, Belarbi y Hsu propusieron la siguiente expresión:

$$\beta_s = \frac{k}{\sqrt{1 + k_\sigma \epsilon_{tension}}} \quad (2.4)$$

Donde $\varepsilon_{\text{tension}}$ es la deformación a tensión del hormigón y k y k_{σ} son parámetros que definen el factor de reducción. Belarbi y Hsu definieron $k = 0.9$ y $k_{\sigma} = 250$ para una carga secuencial y $k_{\sigma} = 400$ para una carga proporcional. Sin embargo, por simplicidad, Rojas define $k = 1$.

2. Daño por carga cíclica

El daño por carga cíclica ($\beta_d f'_c$) se define como el deterioro del hormigón por efecto de carga y descarga. Palermo y Vecchio proponen la siguiente expresión:

$$\beta_d = \frac{1}{1 + \alpha_1 \left(\frac{\varepsilon_{rec}}{\varepsilon_{c0}}\right)^{\alpha_2}} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_{rec} = \varepsilon_{max} - \varepsilon_{min} \quad (2.6)$$

Donde ε_{c0} es la deformación para la resistencia máxima del hormigón a compresión, $\alpha_1 = 0.5$ y $\alpha_2 = 0.1$ previo al agrietamiento y $\alpha_1 = 0.6$ y $\alpha_2 = 0.175$ posterior al agrietamiento, ambos en compresión. Además ε_{max} y ε_{min} corresponden a la deformación máxima y mínima registradas en el ciclo de carga.

2.2.2 Modelo Constitutivo del acero

Para describir el comportamiento del acero se utiliza el modelo propuesto por Menegotto-Pinto y modificado por Filippou, el cual considera el efecto Baushinger y el comportamiento de las barras de acero observado experimentalmente. Se propone la siguiente expresión:

$$f_s^*(\varepsilon_s^*) = b\varepsilon_s^* + \frac{(1-b)\varepsilon_s^*}{(1 + (\varepsilon_s^*)^R)^{1/R}} \quad (2.7)$$

Donde,

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (2.8)$$

$$f_s^* = \frac{f_s - f_r}{f_0 - f_r} \quad (2.9)$$

Los valores f_r y ε_r corresponden a la tensión y deformación unitaria en el punto de retorno de la curva, f_0 y ε_0 corresponden a la intersección de las asíntotas y R es el parámetro que incluye el efecto de Baushinger y se define como:

$$R = R_0 - \frac{\alpha_1 \xi}{\alpha_2 + \xi} \quad (2.10)$$

Para este modelo, los valores utilizados fueron calibrados experimentalmente y son $R_0 = 18$, $\alpha_1 = 16.2$ y $\alpha_2 = 0.15$. El parámetro ξ se define como:

$$\xi = \left| \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right| \quad (2.11)$$

Donde ε_y es la deformación para la fluencia y ε_m es el máximo o mínimo valor de deformación del ciclo carga-descarga.

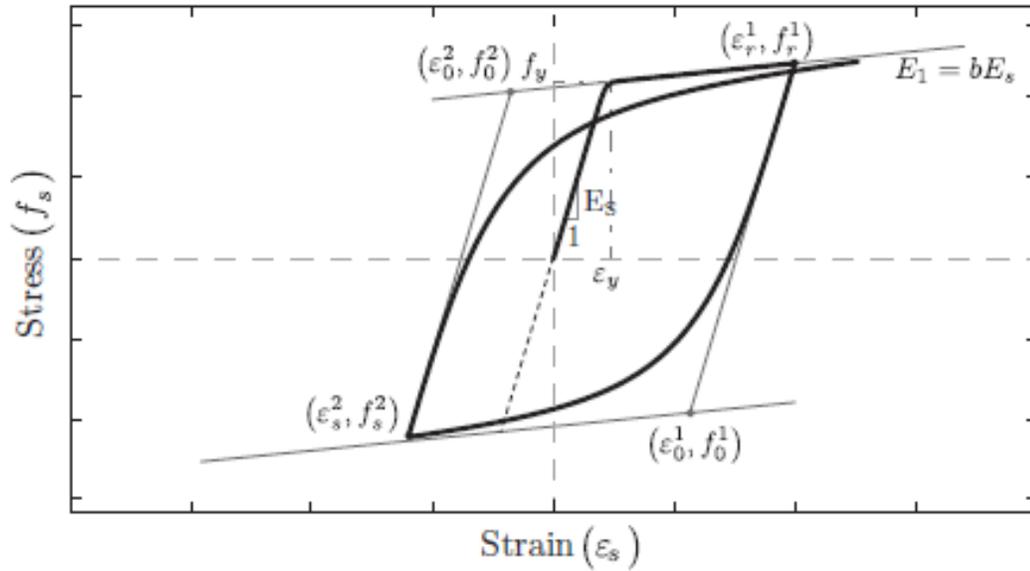


Figura 2.6 Modelo constitutivo del acero (Rojas)

Además, Belarbi y Hsu proponen una reducción de la tensión de fluencia y un aumento del endurecimiento:

$$f_y^{average} = (0.91 - 2B)f_y \quad (2.12)$$

$$b_{average} = (0.02 + 0.25B) \quad (2.13)$$

Donde

$$B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{f_y} \right)^{1.5} \quad (2.14)$$

Donde ρ es la cuantía de acero de la sección.

Capítulo 3 – Validación Experimental

Para evaluar la eficacia del programa utilizado para la estructuración estudiada, se modela el estudio experimental de Lee (2010). En este estudio se ensayan dos configuraciones de muros en T acoplados:

- Con vigas de acople
- Con losas de acople

Resulta de interés modelar con SAFE-TB y comparar los resultados del segundo caso ya que corresponde a la estructuración estudiada en los próximos capítulos

3.1 Modelo experimental

3.1.1 Geometría y cuantías

Los modelos experimentales ensayados por Lee (2010) son sistemas de muros en T de hormigón armado acoplados. La estructuración seleccionada corresponde a los dos primeros pisos de un edificio. Para ensayarlos se redujeron en un 60%. La geometría de la estructuración se muestra en las siguientes figuras.

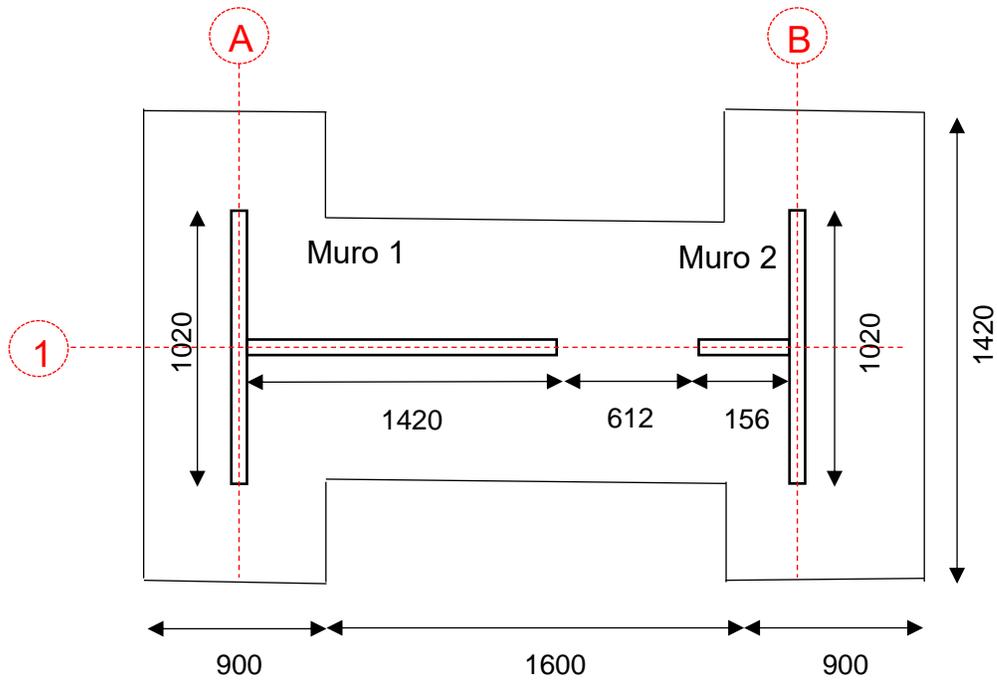


Figura 3.1 Geometría planta fundación (dimensiones en cm) (Basado en Lee)

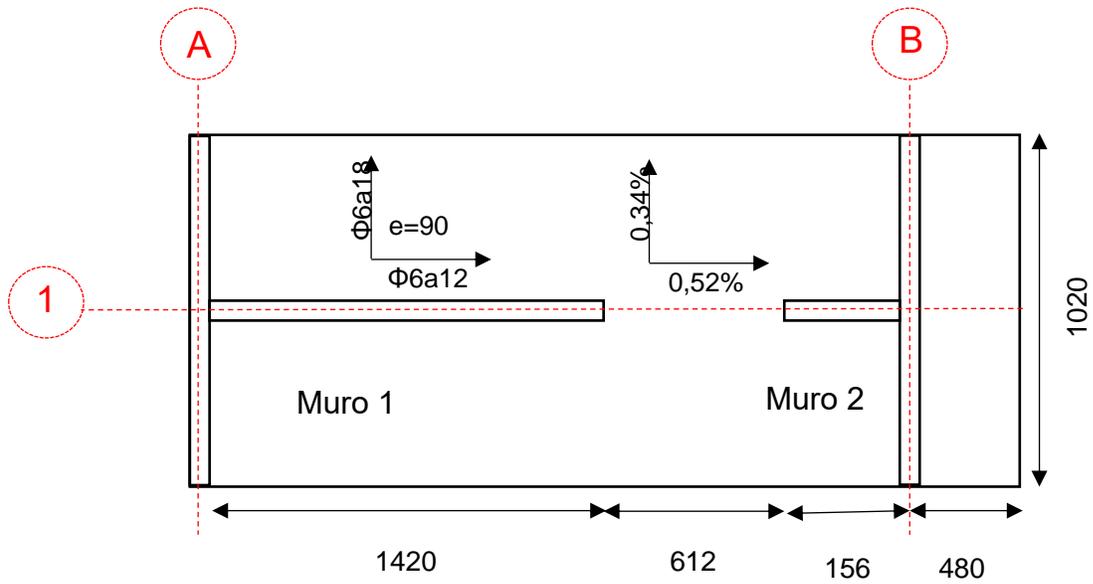


Figura 3.2 Geometría y cuantía planta losas (dimensiones en cm) (Basado en Lee)

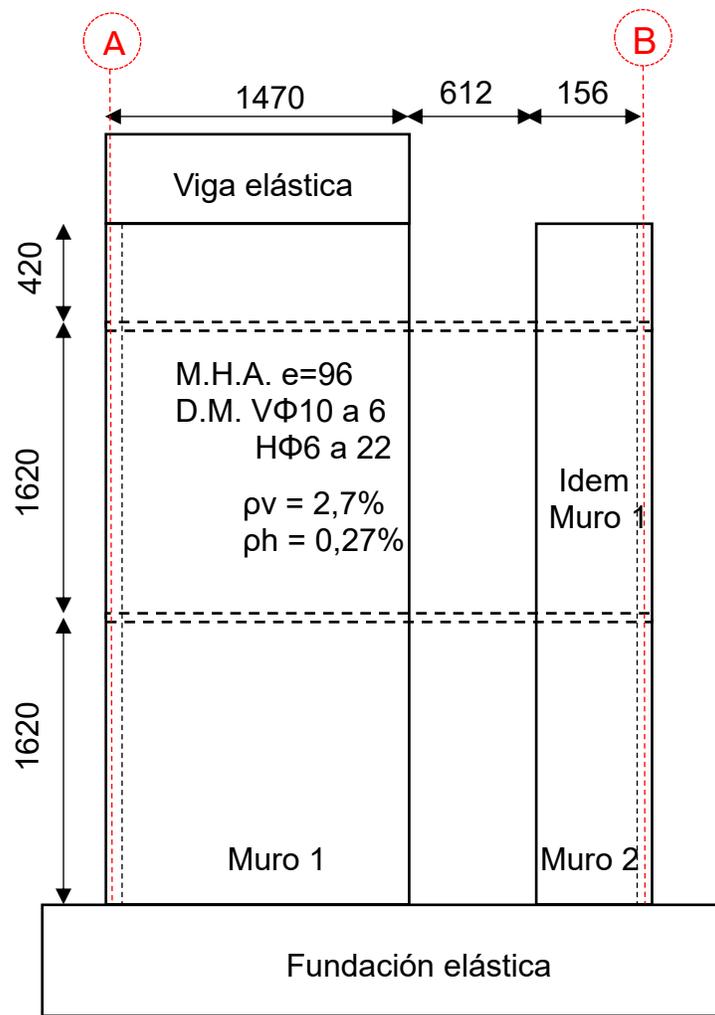


Figura 3.3 Geometría y cuantías almas muros (dimensiones en cm)
(Basado en Lee)

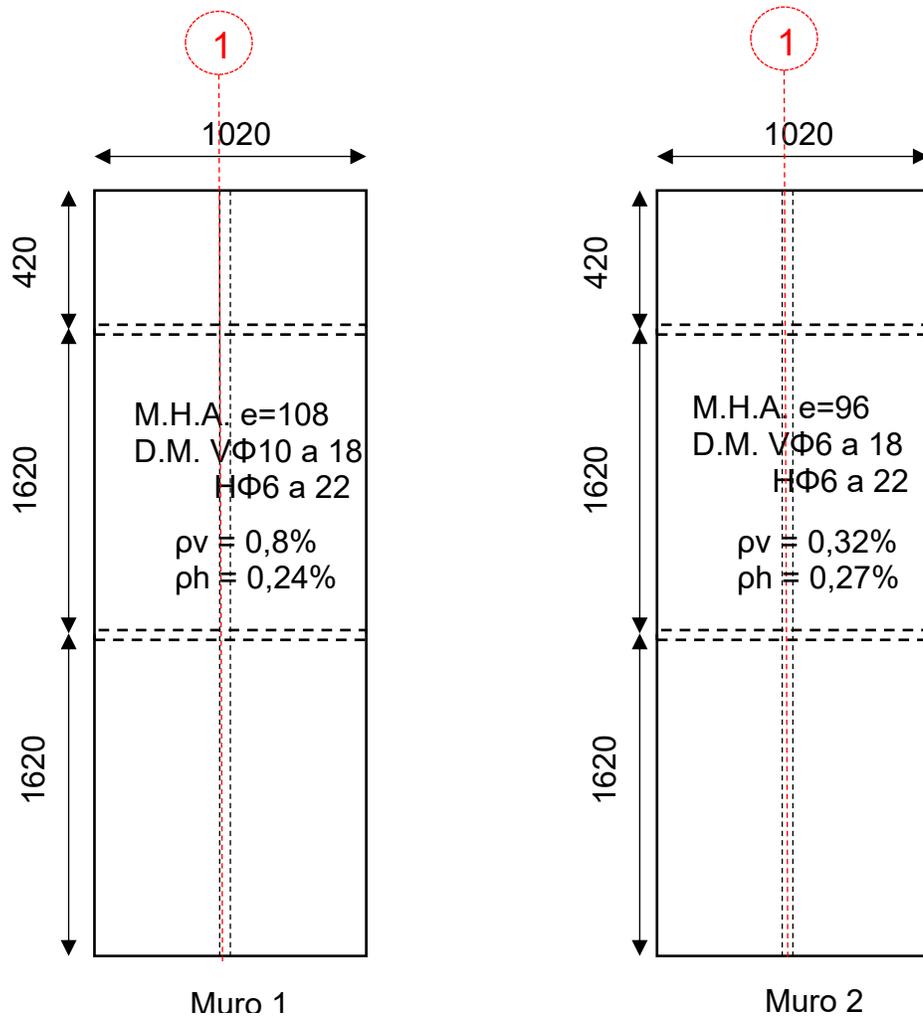


Figura 3.4 Geometría y cuantías alas muros (dimensiones en cm) (Basado en Lee)

3.1.3. Propiedades de los materiales

Hormigón

Se ensayan cuatro muestras del hormigón utilizado en la construcción de los muros y se calcula el promedio para obtener sus propiedades finales.

Tabla 3.1 Propiedades del hormigón utilizado (Lee)

Muestra	$f'c$ (MPa)	$f't$ (MPa)
1	28,93	3
2	23,31	2,13
3	23,53	2,31
4	21,7	2,04
Promedio	24,4	2,4

Acero

Las propiedades de las barras de acero utilizadas se muestran a continuación

Tabla 3.2 Propiedades del acero utilizado (Lee)

Barras de acero	Fluencia F_y (MPa)	Rotura F_u (MPa)	Módulo de Elasticidad E (GPa)
$\Phi 6$	339,4	560,5	204,7
$\Phi 10$	552,6	672,9	189,3

3.1.4. Carga aplicada

La estructura es sometida a cargas cíclicas para alcanzar las derivas mostradas en la Figura 3.5. La carga se aplica en la viga ubicada en la parte superior de los muros, como se muestra en la Figura 3.6.

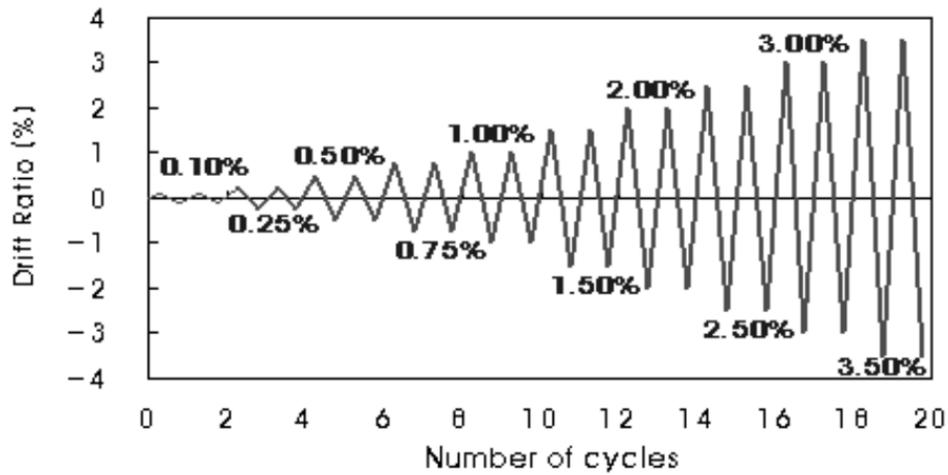


Figura 3.5 Derivas aplicadas (Lee)

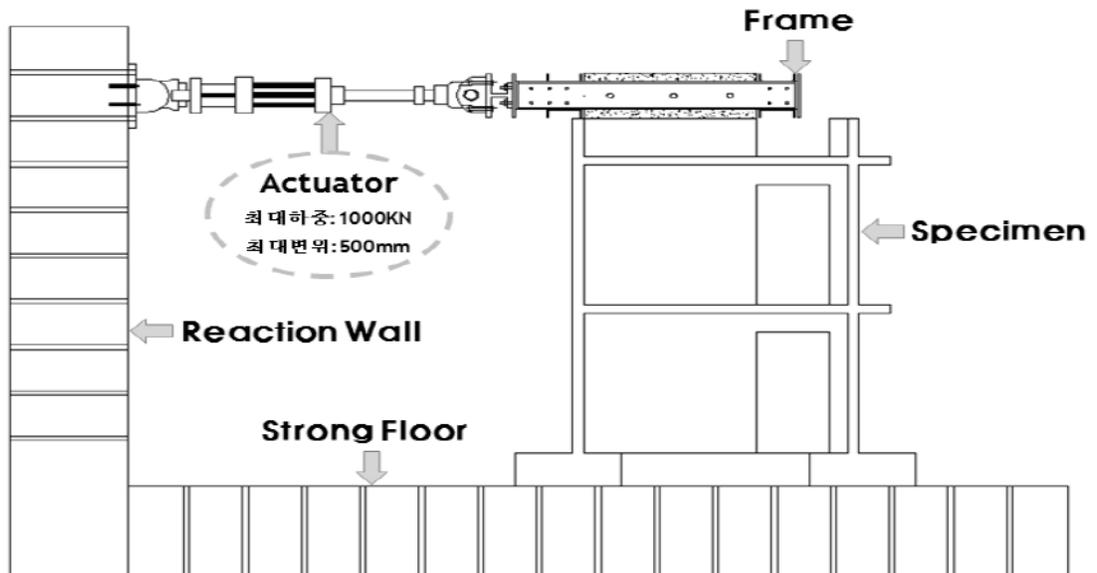


Figura 3.6 Sistema de aplicación de carga horizontal (Lee)

3.2 Modelación en SAFE-TB

A continuación, se presentan las consideraciones de modelación en SAFE-TB de la estructuración.

Modelo

Según las recomendaciones de Castro (2017), la estructuración se modela con elementos rectangulares de entre 100 y 150 (mm) para las zonas centrales y de 64 (mm) de ancho para los elementos de borde. La fundación y la viga superior se modelan como elementos elásticos. La base se empotra y se restringe el movimiento fuera del plano de los nodos laterales de las losas.

Análisis Cíclico

Primero, se aplica la carga vertical que, en este caso, solo corresponde al peso propio de la estructura. Luego, se aplica la carga horizontal de forma uniforme en los nodos de la viga elástica superior. El análisis se realiza a través de control de desplazamientos, es decir, se introduce el desplazamiento de techo requerido y el programa calcula la fuerza necesaria para alcanzarlo. El porcentaje de deriva introducido corresponden a los de la Figura 3.5

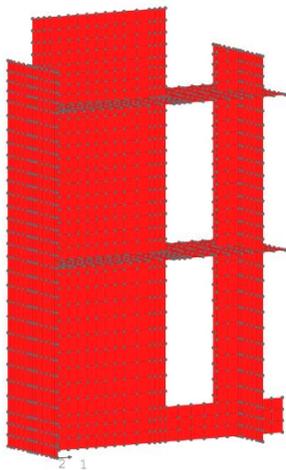


Figura 3.8 Estructura no deformada (SAFE-TB)

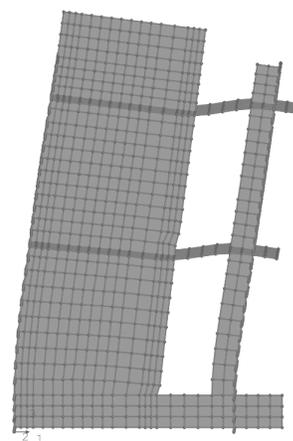


Figura 3.7 Estructura no deformada (SAFE-TB)

3.3. Resultados

Histéresis Global

Del programa, se obtiene la histéresis global del sistema, la cual se compara con la obtenida experimentalmente por Lee.

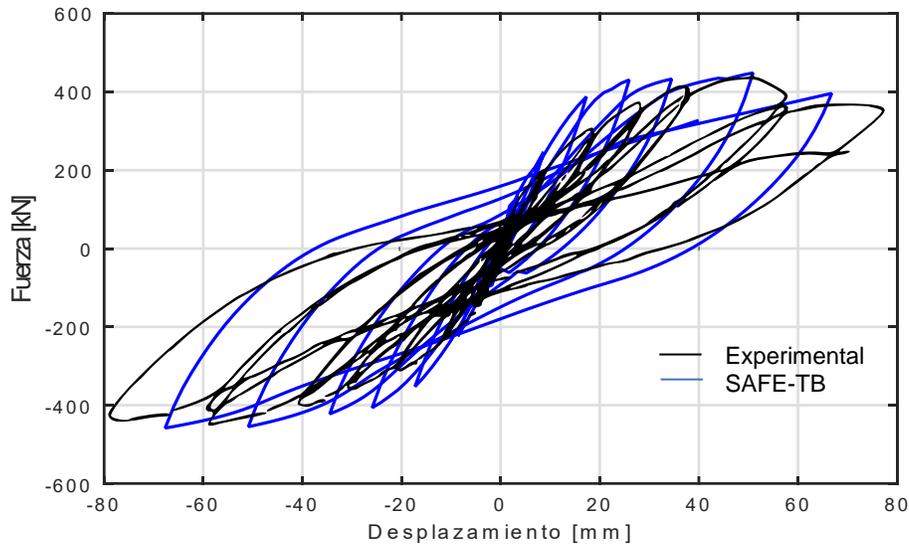


Figura 3.9 Comparación histéresis obtenidas experimentalmente y con SAFE-TB

Daño ensayo experimental

Los ensayos experimentales resisten hasta una deriva del 2%. El daño se concentra en la base de la punta del alma del Muro 1.

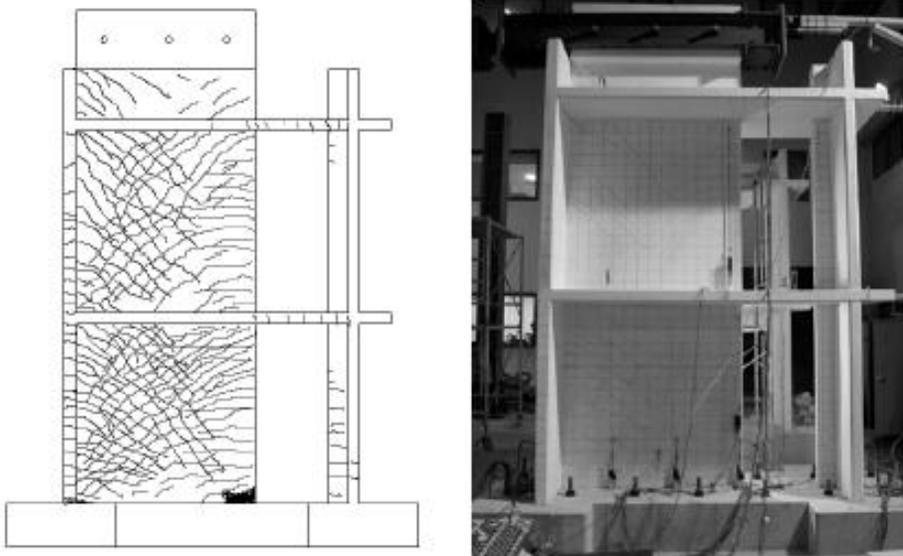


Figura 3.10 Daño de la estructura experimental (Lee)

Deformaciones unitarias

Con SAFE-TB, se obtienen las deformaciones unitarias del sistema para desplazamientos en ambas direcciones.

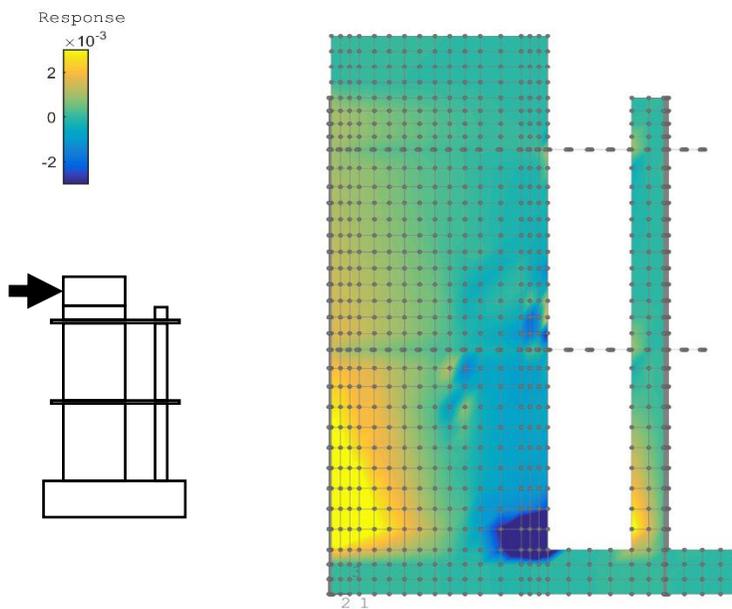


Figura 3.11 Deformaciones unitarias para 1% de deriva dirección positiva

Se grafican las deformaciones unitarias de los elementos de la base de los muros. Cuando la estructura se deforma en el sentido positivo, la cabeza del alma del Muro 1 se ve sometida a grandes deformaciones a compresión. Por otra parte, el ala se tracciona completamente, superando la fluencia para un 1% de deriva.

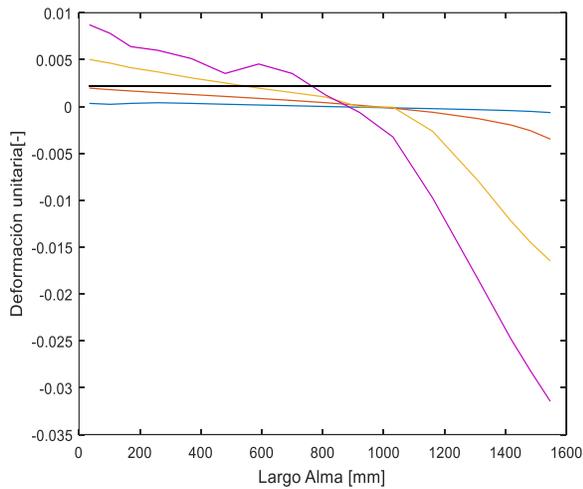


Figura 3.12 Deformaciones unitarias base alma Muro 1 (dirección positiva)

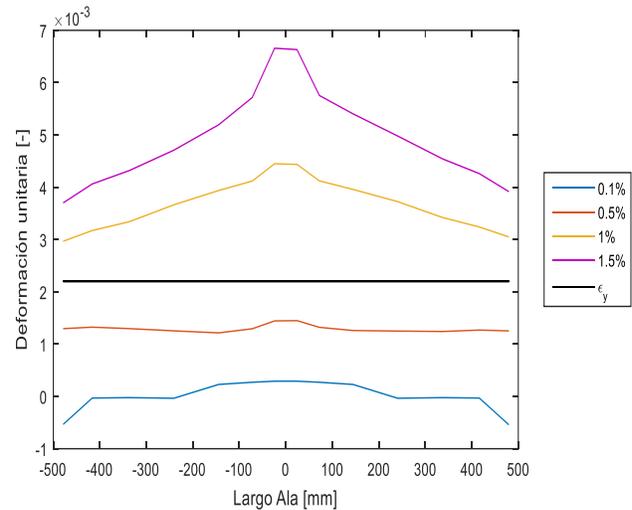


Figura 3.13 Deformaciones unitarias base ala Muro 1 (dirección positiva)

De la figura 3.14 se observa que el alma del Muro 2 se encuentra totalmente traccionada. Al graficar las deformaciones del ala tomando el centro de cada elemento, estos también se encuentran traccionados.

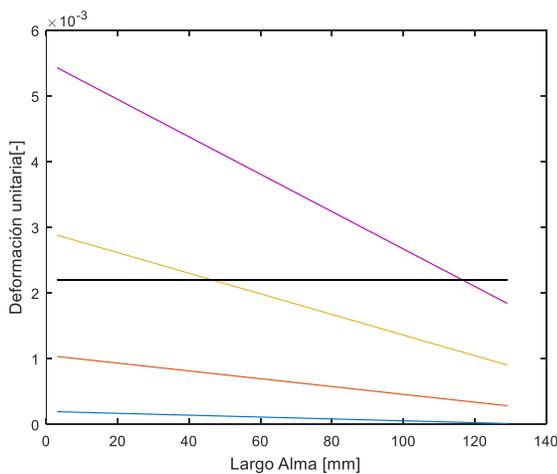


Figura 3.15 Deformaciones unitarias base alma Muro 2 (dirección positiva)

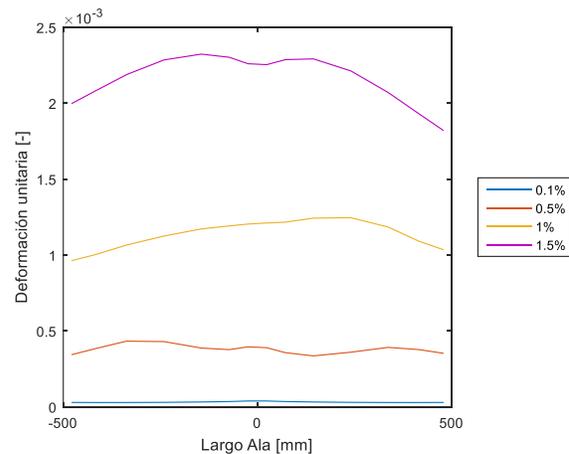


Figura 3.14 Deformaciones unitarias base ala Muro 2 (dirección positiva)

Se calcula entonces la deformación para la fibra extrema del ala, obteniendo compresiones en esta zona. El eje neutro del muro se encuentra entonces dentro del ala.

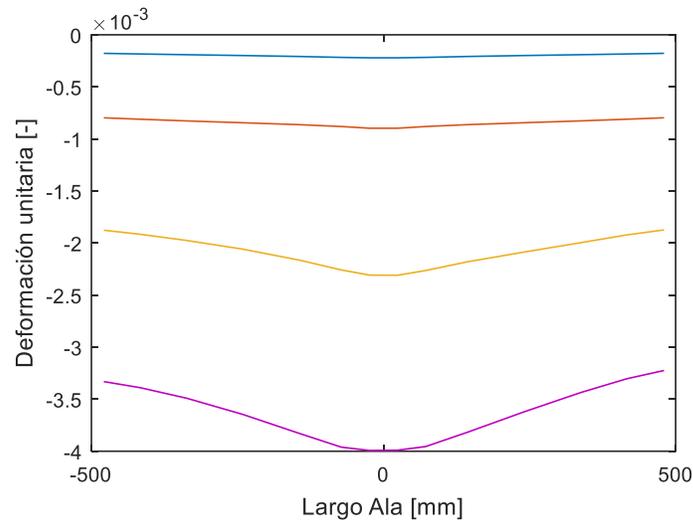


Figura 3.16 Deformaciones unitarias fibra extrema ala Muro 2 (dirección positiva)

Este resultado se valida con el ensayo experimental realizado por Ruiz y Muñoz (2018), donde para un muro de similares características, se tiene una zona traccionada y otra comprimida dentro del ala.



Figura 3.17 Ala del ensayo de Ruiz y Muñoz (2018)

Cuando la estructura se carga en la dirección negativa, la cabeza del alma del Muro 1 se ve sometida a grandes deformaciones a tracción superando el 2‰ desde el 0.5‰ de deriva.

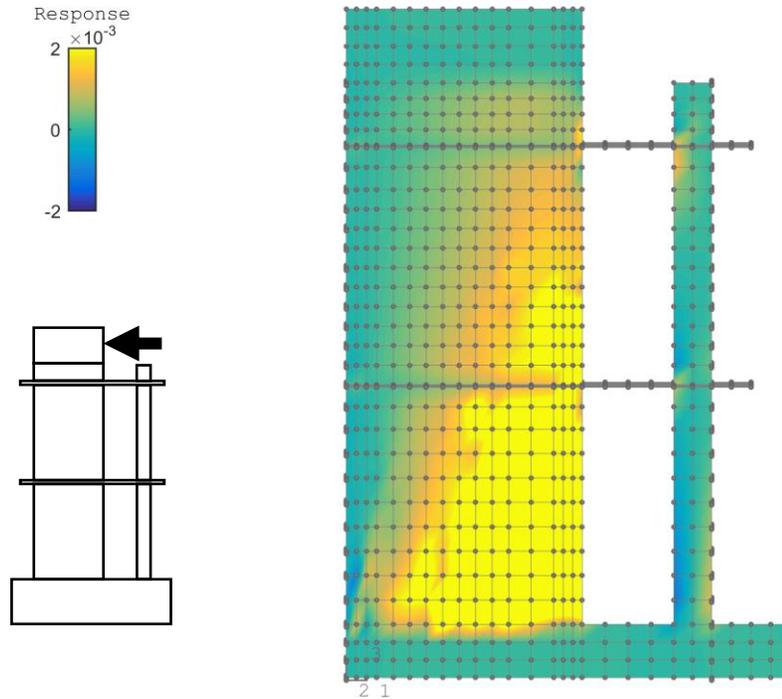


Figura 3.18 Deformaciones unitarias para 1% de deriva (dirección negativa)

De la Figura 3.19 se observa que el ala del Muro 1 se encuentra totalmente comprimida, pero sin alcanzar el 3‰ de deformaciones unitarias.

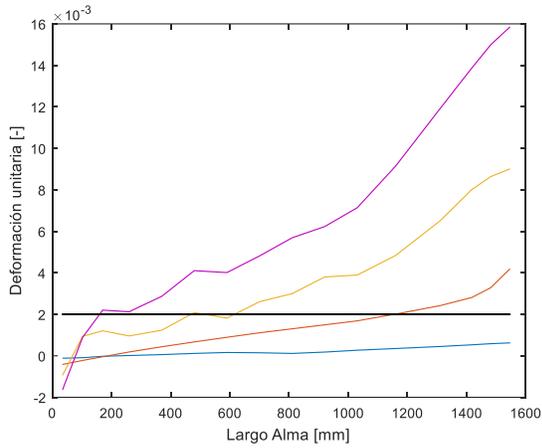


Figura 3.20 Deformaciones unitarias base alma Muro 1 traccionada

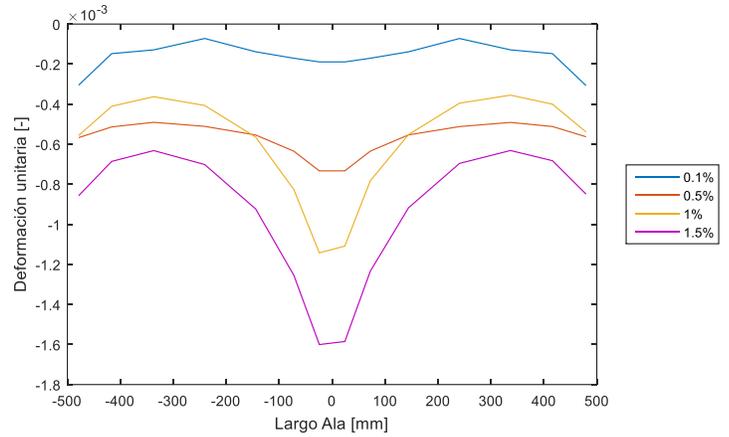


Figura 3.19 Deformaciones unitarias ala Muro 1 comprimida

Por otra parte, el alma del Muro 2 se comprime en su cabeza. El ala el Muro 2 se encuentra totalmente traccionada, pero no alcanza la fluencia.

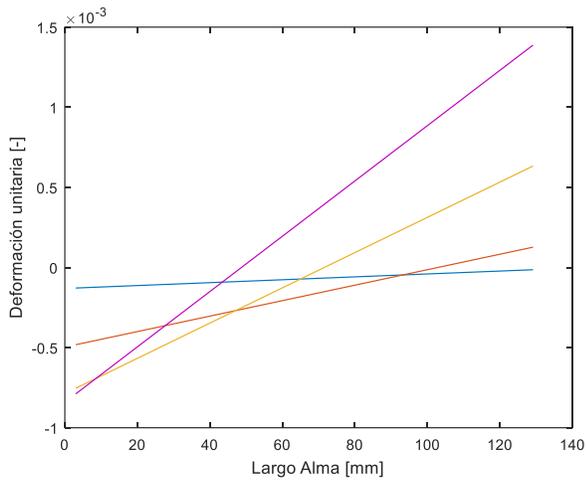


Figura 3.22 Deformaciones unitarias base alma Muro 2 (dirección negativa)

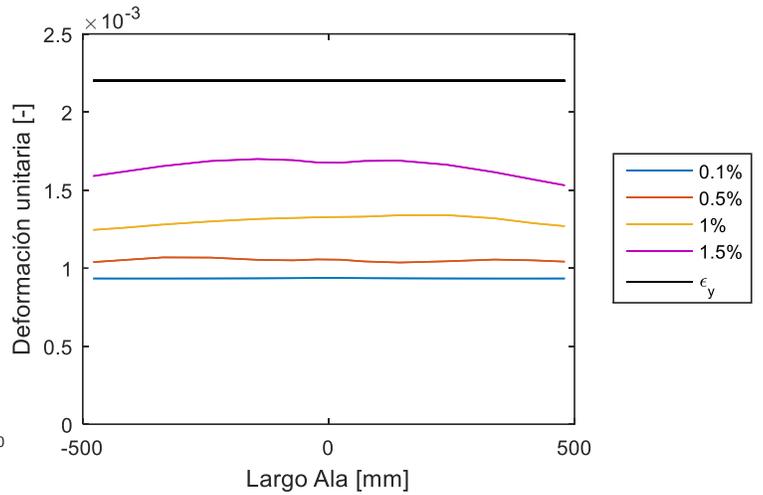


Figura 3.21 Deformaciones unitarias base ala Muro 2 (dirección negativa)

Grado de acoplamiento

Se evalúa el grado de acoplamiento (β) entre muros por el efecto de las losas ubicadas entre ellos. Se calcula según la expresión usada por Paulay (2002):

$$\beta = \frac{Tl}{(M_1 + M_2 + Tl)} = \frac{Tl}{M_0} \quad (3.1)$$

Donde T es la fuerza axial que aportan las losas, l la distancia entre los centros geométricos de los muros, M_1 y M_2 los momentos resistentes que se generan en la base de cada muro (Figura) y $M_0 = M_1 + M_2 + Tl$.

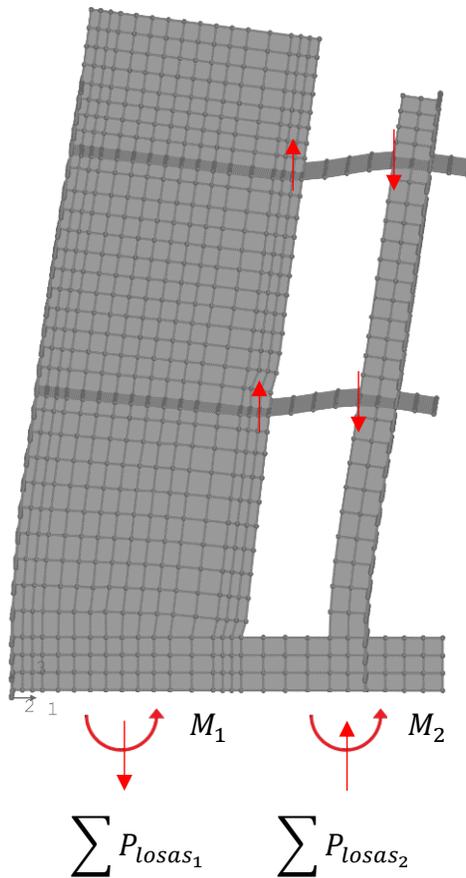


Figura 3.23 Grado de acoplamiento

De la Figura 3.24 se observa que, al aumentar el nivel de deriva, el grado de acoplamiento disminuye.

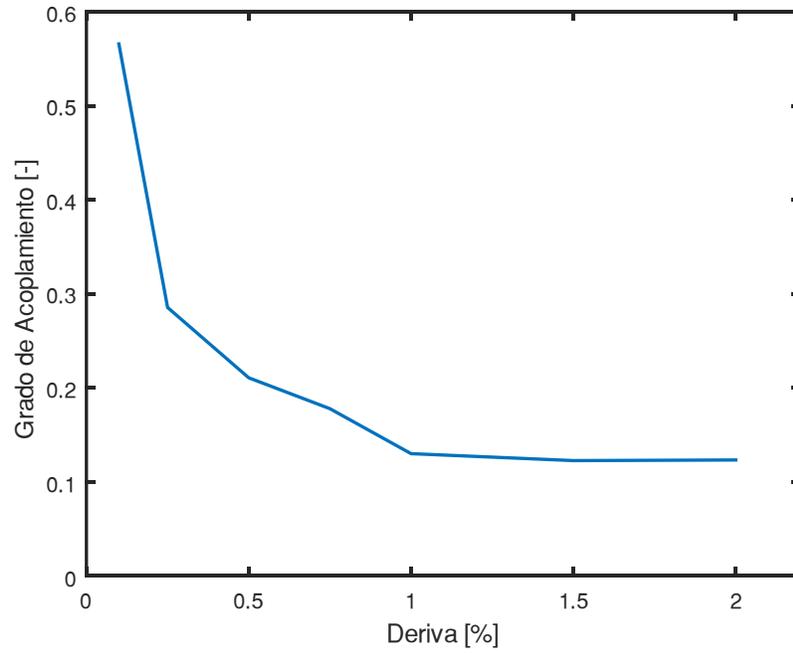


Figura 3.24 Grado de acoplamiento

3.3 Comentarios

En la Figura 3.9 se compara la histéresis global obtenida a través SAFE-TB con la experimental. Si bien las formas de las curvas son muy similares, la resistencia del modelo analítico es levemente mayor para una misma deformación. Esto se debe a la pre-tracción, y por consecuencia perdida de resistencia, a la cual puede haber sido sometido el espécimen durante la manipulación para ser ensayado. En ambas histéresis se observa una degradación del material en los dos últimos ciclos.

En la Figura 3.10 se observa que el daño del muro en el ensayo experimental se concentra en la cabeza del Muro 1. Corresponde al mismo lugar donde se producen las mayores deformaciones a compresión según el modelo en SAFE-TB (Figura 3.11). En esta zona, se supera la capacidad máxima de deformación del hormigón, es decir, el material falla.

En los gráficos de deformaciones unitarias de almas y alas para diferentes derivas, se obtienen las compresiones y tracciones esperadas para cada caso.

Al graficar el grado de acoplamiento en función del nivel de deriva, se obtiene una disminución del acoplamiento para mayores derivas. Este resulta se valida con lo obtenido por Barrera (2018).

Las configuraciones ensayadas por Lee (2010) no son exactamente iguales a los muros en T estudiados en esta memoria ya que no están enfrentados por sus alas. Sin embargo, es de gran utilidad y es posible validar los resultados obtenidos por el programa para este tipo de configuraciones.

Como se mencionó al inicio de este capítulo, Lee (2010) también ensaya muros en T con vigas de acople. Lo anterior se modeló en SAFE-TB y se compararon las histéresis globales experimentales y analíticas. El modelo del programa presenta una resistencia mucho mayor a la experimental por lo que la modelación utilizada para las vigas de acople no representa la realidad. Se propone entonces para trabajos futuros, un ajuste del modelo para las vigas de acople.

Capítulo 4 – Caracterización estructuraciones chilenas

Las estructuraciones modeladas en los siguientes capítulos se basan en las características de la tipología chilena. Así, los resultados obtenidos se pueden aplicar a la realidad del país.

Se revisaron planos de 20 edificios habitacionales diseñados entre los años 2010 y 2014. Se identificó muros en T de hormigón armado acoplados y se extrajo las características principales (dimensiones, cuantías de refuerzo, relación de aspecto, etc.) de muros y losas.

Además, para caracterizar los muros en T de manera más precisa, considerando una mayor cantidad de datos, se utiliza lo estudiado por Silva (2016). En su estudio, revisó planos de 17 edificios habitacionales diseñados entre los años 2010 y 2014 y extrajo las características principales de muros en T de hormigón armado.

Silva (2016) identifica tres subgrupos:

- Muros donde el alma dimida el ala y los largos permanecen constante en la altura.
- Muros donde el alma no dimida el ala, quedando esta última separada en dos partes de distintos largos.
- Muros donde ocurre una singularidad al pasar del subterráneo al primero piso ocurriendo una reducción del largo del ala.

En este trabajo se estudiará la configuración del primer subgrupo mencionado para un piso tipo.

4.1 Muros

Largo de muros

De los muros estudiados, se observa que el largo de las almas es mayor al de las alas. En la Figura se muestra que la mayoría de los muros tienen largo de almas entre 550 (cm) y 650 (cm) mientras que los largos las alas tienen largos distribuidos uniformemente comprendidos entre 350 (cm) y 650 (cm).

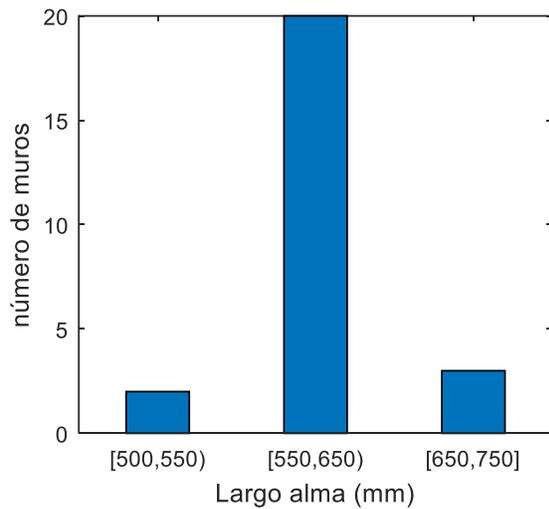


Figura 4.2 Histograma largos almas de muros

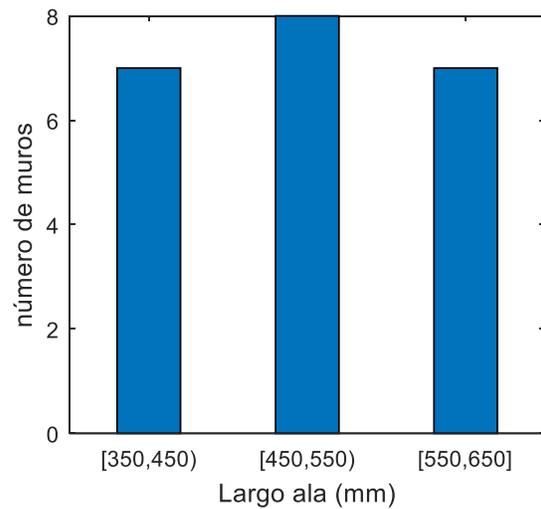


Figura 4.1 Histograma largos alas de muros

Lo anterior concuerda con lo estudiado Silva (2016) donde observa que los valores de largo de las almas oscilan entre los 500 y 800 cm y el largo de alas varían entre los 350 y 650 cm.

Espesor muros

Se evalúan los espesores de muro para los pisos inferiores, correspondientes a los subterráneos y los primeros pisos del edificio, para el piso tipo y pisos superiores.

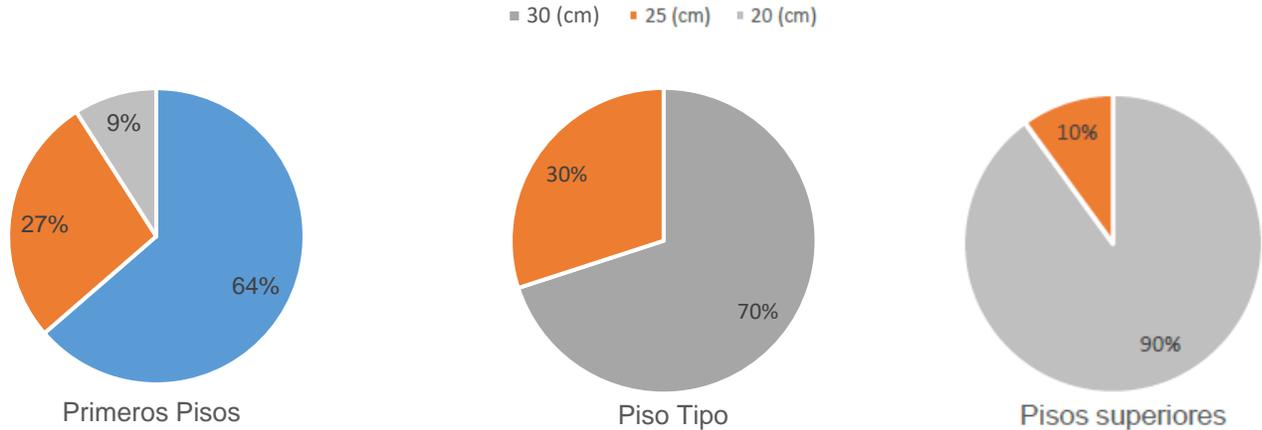


Figura 4.3 Espesores de muros en función de los pisos

En la Figura 4.3 se observa que, para los primeros pisos, la mayoría de los muros tienen espesores de 30 (cm). Esto se debe en muchas ocasiones a la necesidad de confinamiento al encontrarse en la zona crítica donde se forma la rótula plástica. Por otra parte, para el piso tipo y los pisos superiores, los muros tienen mayormente espesores de 20 (cm). Aquellos de 25 (cm) corresponden a edificios más altos donde la demanda de esfuerzos resulta mayor.

Cuantías de refuerzo en muros

En general, la cuantía de malla de los muros para el piso tipo corresponde a la mínima permitida, es decir, 0.25%. Para muros de 20 cm de espesor, esta cuantía corresponde a una doble malla de $\phi 8a20$.

En la mayoría de los casos, la cuantía longitudinal de borde de las almas es la misma que para las alas, entre 1.5% y 2%. Por otra parte, en la zona de contacto entre estas dos secciones se emplea una cuantía inferior, entre 1% y 1.5%.

4.2 Losas

Los espesores observados en la losa de acople es la misma que para el resto de la losa. En la Figura se muestra que, para el piso tipo, la mayoría tiene un espesor de 15 (cm).

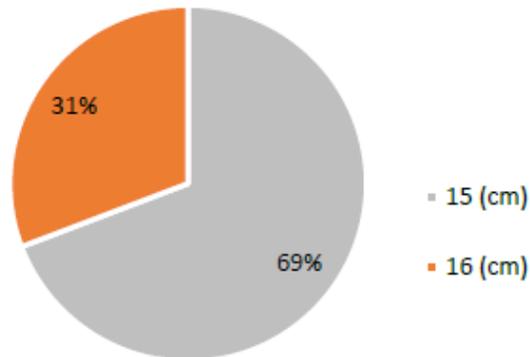


Figura 4.4 Espesores de losas

La armadura de refuerzo inferior distribuida (en ambas direcciones) en la losa de la zona que no acopla los muros es de $\Phi 18a18$ para las losas de espesor 15 (cm) y de $\Phi 18a17$ para las losas de espesor 16 (cm) (mínimo permitido en losas por la ACI). El refuerzo superior que se dispone en transversalmente a los muros (zona donde se produce momento negativo en la losa), tiene la misma armadura mencionada anteriormente.

Para la zona de la losa que acopla los muros, se observa que se dispone una armadura mayor transversalmente a las alas de los muros. Es precisamente esta armadura la que resulta de interés estudiar para evaluar el comportamiento de la losa de acople. Se tienen tres tipos de distribuciones para esta zona:

- Armadura distribuida en todo el largo de las alas
- Armadura distribuida y barras de refuerzo adicional dispuestas en las almas
- Únicamente barras de refuerzo dispuestas transversalmente a las alas

De la Figura 4.5, se observa que, en la mayoría de las losas de acople estudiadas, se dispone una armadura distribuida a lo largo de las alas de $\Phi 10a15$. Con respecto al ancho de pasillo, es decir, a la separación entre muros, los valores oscilan entre 150 y 160 (cm).

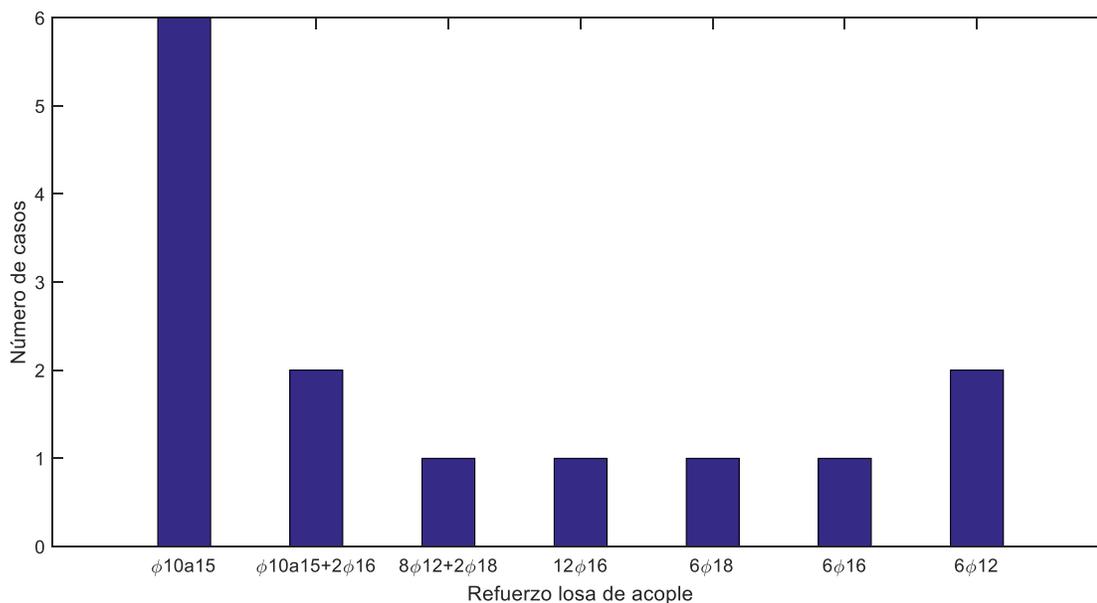


Figura 4.5 Armadura losa de acople

4.3 Criterio de selección

Para el estudio realizado en los próximos capítulos, se genera un modelo base que represente de mejor manera las características descritas anteriormente. Para ello se escoge una configuración de muros en T acoplados correspondientes al piso tipo de un edificio de 17 pisos. Se tiene una altura entre pisos de 250 (cm), largo de almas de 6 (m) y largo de alas de 5 (m). Los espesores son de 15 (cm) para la losa y de 20 (cm) para los muros.

La armadura de malla de los muros es de $\Phi 8a20$, la de borde de 2 capas de $2\Phi 18$ y la de intersección entre alma y ala de $4\Phi 16$. La armadura para la losa es de $\Phi 8a18$ y para la losa que acopla los dos muros se tiene una armadura distribuida uniformemente de $\Phi 10a15$. Los esquemas se muestran en las figuras de los capítulos siguientes.

Capítulo 5 – Validación modelo de un piso

Por el tiempo computacional requerido por SAFE-TB, no fue posible realizar un estudio paramétrico con modelos de varios pisos. Por lo anterior, se compara el comportamiento de las losas de acople de un modelo de ocho pisos con un modelo compuesto de una losa y la mitad del muro superior e inferior. Ambos modelos consideran todos los elementos elásticos a excepción de la losa de acople. Luego, los resultados del modelo de un piso mencionado, se comparan con uno que considera todos los elementos no lineales. De esta forma, se validan los resultados de los modelos de un piso presentados en el Capítulo 6 para edificios reales.

5.1 Comparación modelos de uno y ocho pisos

5.1.1. Modelos

Por el tiempo computacional requerido por SAFE-TB para modelos no lineales, las configuraciones estudiadas en este capítulo consideran todos los elementos elásticos a excepción de la losa de acople.

5.1.1.1 Geometría y cuantías

Las dimensiones de la estructuración se basan en el estudio realizado en el capítulo anterior.

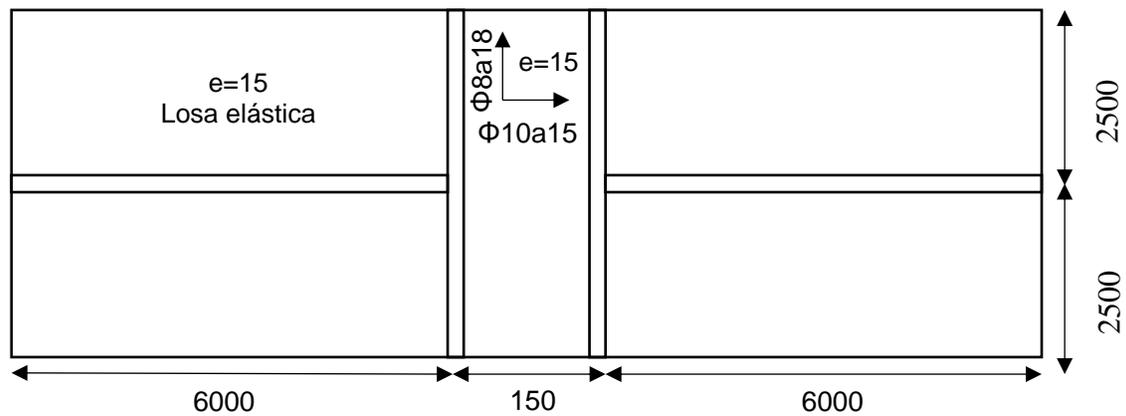


Figura 5.1 Planta geometría y armadura (dimensiones en cm)

Los muros tienen un espesor de 20 (cm) y se modelan con un comportamiento elástico.

Tabla 5.1 Propiedades Materiales

<i>Hormigón</i>		<i>Acero</i>	
$f'c$ (MPa)	25	F_y (MPa)	420
E_c (MPa)	2350	E_s (MPa)	200000

5.1.1.2 Modelación en SAFE-TB

Para el modelo de un piso se consideró una viga rígida y se restringió el movimiento fuera del plano en los bordes superiores inferiores de los muros. Además, en un muro se consideró un apoyo simple y en el otro un apoyo deslizante. De esta forma, al aplicar una carga lateral, se representa de forma adecuada el movimiento de los pisos de un edificio alto producido por cargas horizontales.

En el modelo de ocho pisos se considera una caja de fundación elástica empotrada en su base para representar el efecto que provocan los subterráneos.

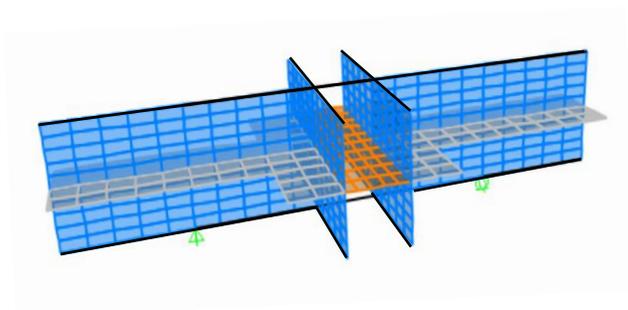
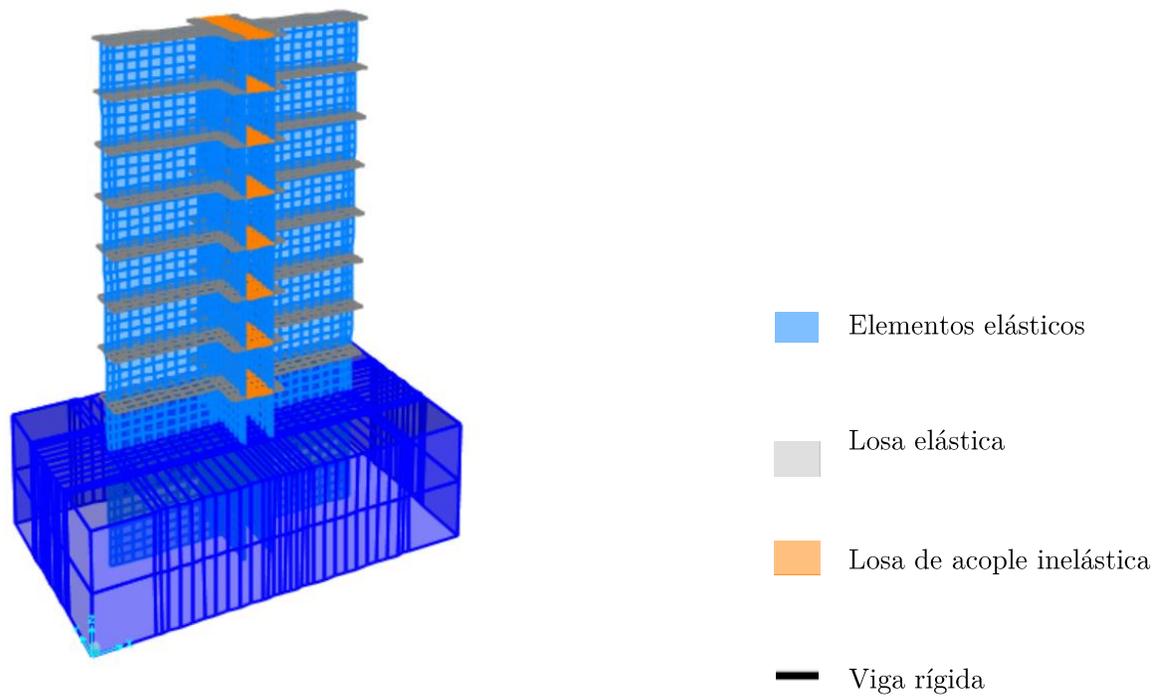


Figura 5.2 Modelos

El mallado se efectúa de manera de obtener elementos de 180 (mm) de alto y 380 (mm) de largo para los muros y de 310x380 (mm) para la losa distribuida. Para obtener un análisis más refinado en la losa de acople se modelan elementos de 160x190 (mm) en la zona central que conecta las almas y de 310x190 (mm) en el resto.

5.1.1.3 Aplicación de cargas

Carga Vertical

Primero, se aplica la carga vertical correspondiente al peso propio, carga muerta y sobrecarga de la estructura. Esta carga axial se representa como:

$$P = 0.10A_g f'c \quad (5.1)$$

Donde A_g es el área de la sección transversal, $f'c$ la resistencia a compresión del hormigón y el factor 10% se utiliza como valor representativo de todas las cargas verticales a las que es sometida la estructura.

Para el modelo de ocho pisos, la carga vertical se aplica proporcional y acumulativamente en los distintos pisos. De esta forma, los niveles inferiores reciben mayor carga axial que los superiores y la suma total es igual a lo indicado en la Formula (5.1).

Carga Horizontal

En el modelo de un piso, se aplica una carga lateral distribuida en cada nodo de los elementos superiores de los muros.

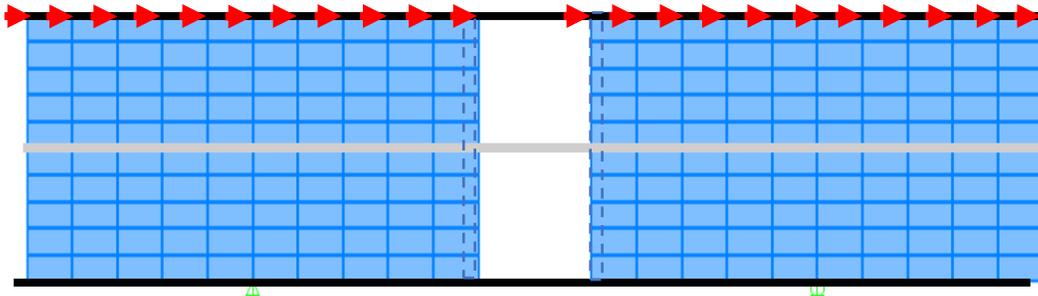


Figura 5.3 Carga horizontal modelo de 1 piso

En el modelo de ocho pisos, se debe entregar un vector de carga que defina el estado de deformación de la estructura. Para representar de forma adecuada el comportamiento real de los muros ante un sismo, se utiliza un patrón de deformación que incluye el efecto de los modos superiores propuesto por Shakeri et al. En su estudio, se propone calcular el corte por piso para los primeros tres modos y combinarlos por nivel mediante el método SRSS.

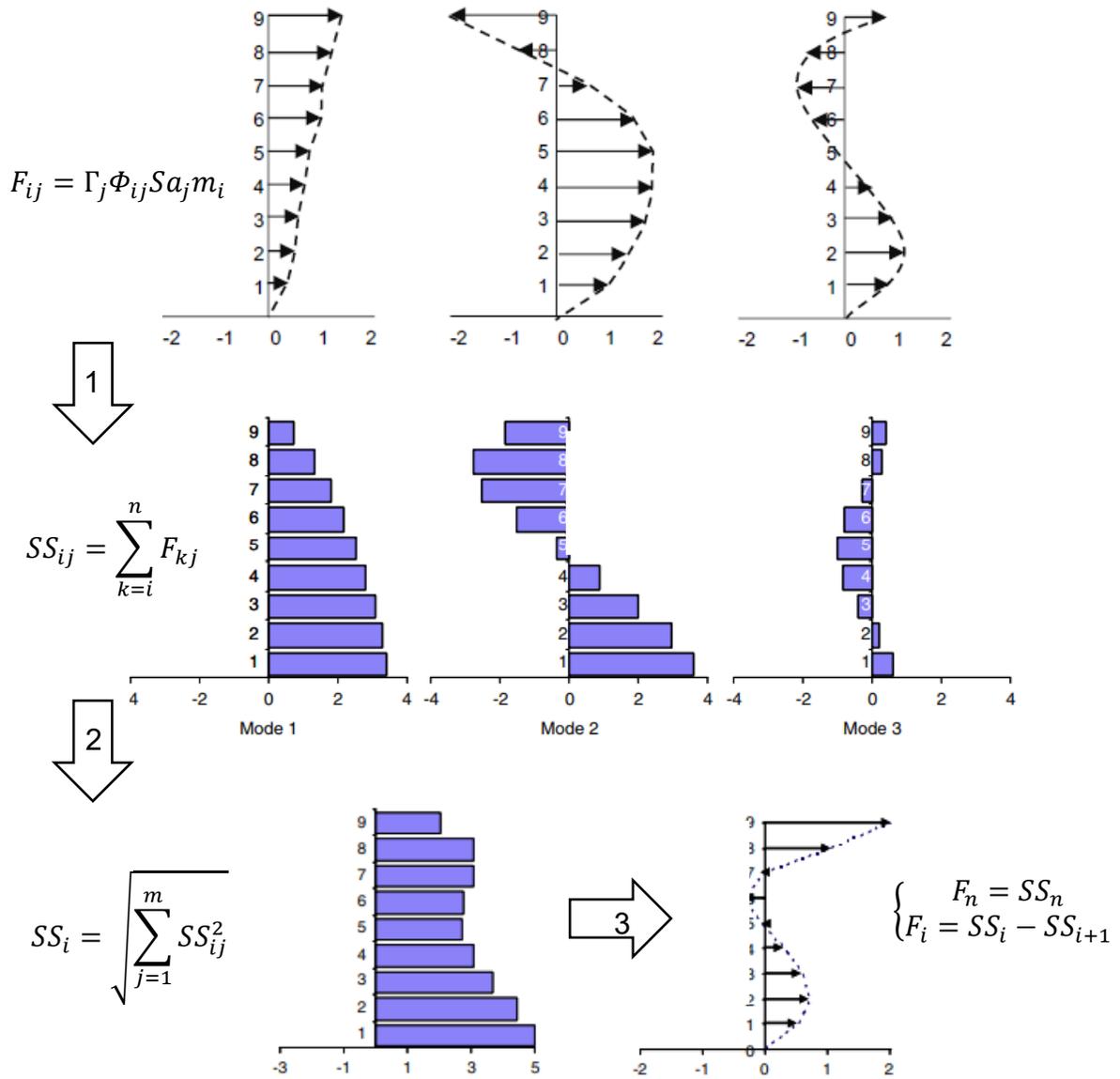


Figura 5.4 Esquema método SSAP (Basado en Shakeri et al)

De esta forma se obtiene la fuerza por piso incluyendo modos superiores. Para el modelo de ocho pisos de este capítulo, se utiliza el trabajo realizado por Santos (2018) donde realiza un estudio sobre la distribución del esfuerzo de corte en la altura de un edificio. Para ello, toma como base la información de edificios reales construidos en Chile durante el periodo 1996-2016 proporcionada por Guendelman et al. Siguiendo la metodología de Shakeri, obtiene patrones de corte para edificios de diez, quince, veinte, veinticinco y treinta pisos. Para cada nivel toma una holgura de dos pisos, por esta razón, al modelo de ocho pisos se aplica la distribución de corte obtenida para un edificio de diez pisos:

$$Corte(x) = 9.23 * 10^{-9}x^4 - 1.02 * 10^{-6}x^3 + 3.82 * 10^{-5}x^2 + 0.006x + 0.0919 \quad (5.2)$$

$$0 \leq x \leq 100$$

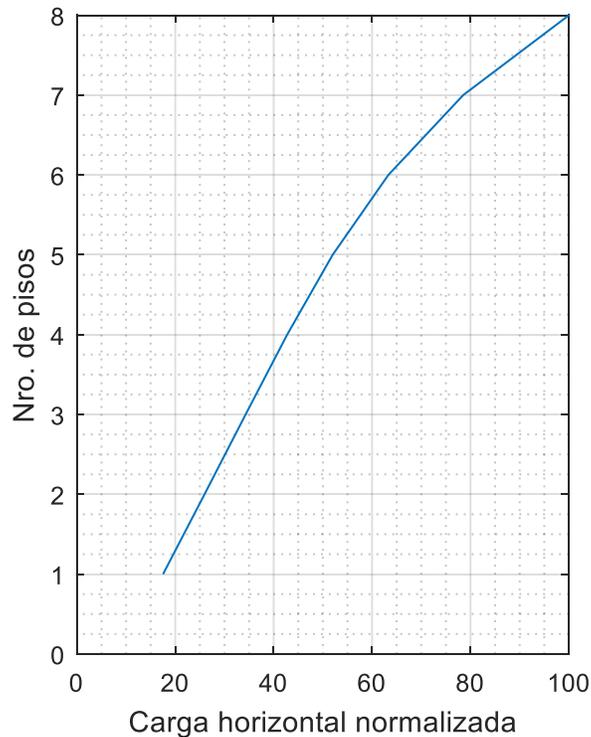


Figura 5.5 Patrón de carga horizontal para 8 pisos

De SAFE-TB, se obtienen las siguientes deformadas para cada modelo:

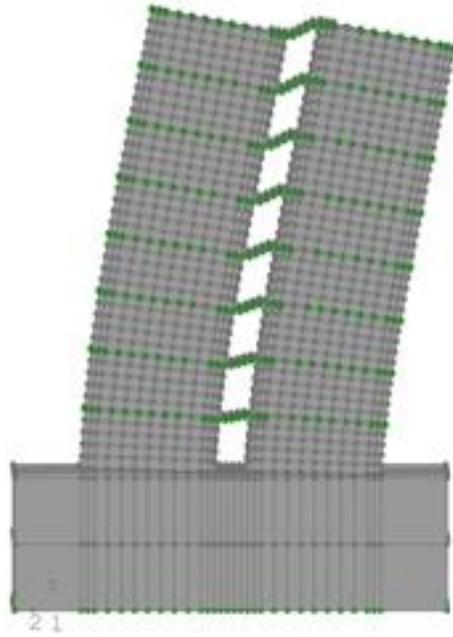


Figura 5.6 Deformada modelo de ocho pisos

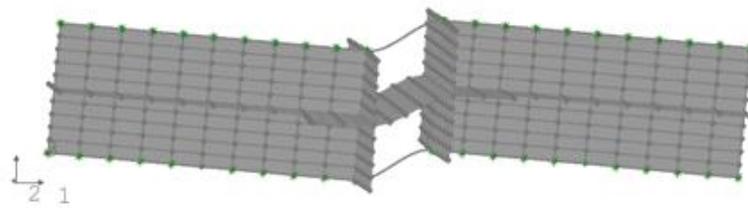


Figura 5.7 Deformada modelo de un piso

5.1.2 Resultados

Primero se analizan los resultados (momento en la losa de acople, distribución de momento en las zonas críticas de la losa y ancho efectivo) para el modelo de un piso luego, se comparan con los diferentes pisos del modelo de ocho niveles.

5.1.2.1 Modelo un piso

Distribución de momento

De SAFE-TB, se extrae el momento de cada elemento de la losa para diferentes niveles de deriva.

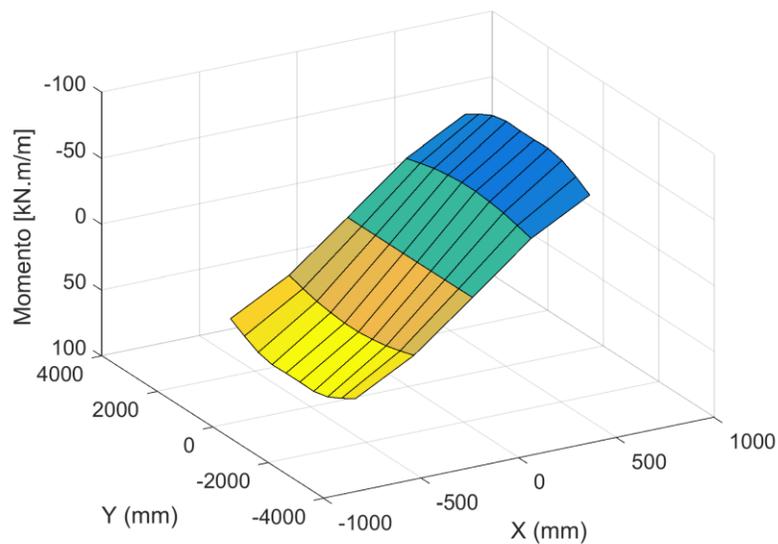


Figura 5.8 Momento losa de acople para 1% de deriva

Se observa que, en la zona crítica, definida por los diferentes autores presentes en la literatura, se obtiene la mayor sollicitación de momento. Se extrae el momento lineal de esta zona. La mayor sollicitación de momento se produce en los elementos centrales, correspondientes al lugar de contacto entre el alma del muro y la losa. Luego, disminuye hacia los bordes de las alas.

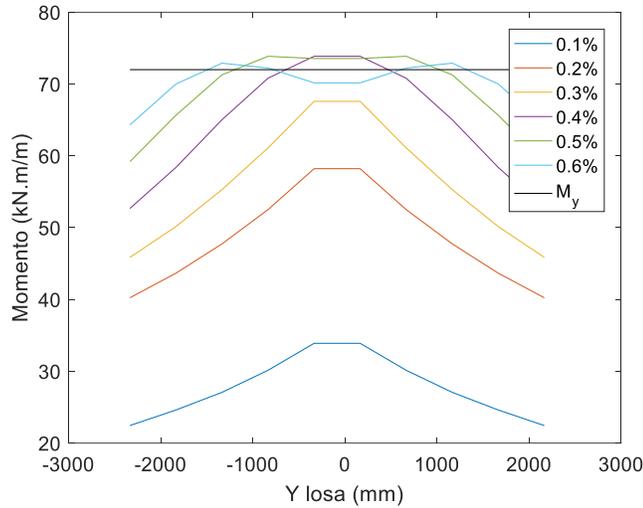


Figura 5.9 Distribución de momento en zona crítica para diferentes derivas

Se evalúa el momento de fluencia de la sección obteniendo el diagrama de momento curvatura. Con esto se puede determinar la demanda de desplazamiento para la cual la sección empieza a fluir. Para este caso, ocurre a partir un 0.8% de deriva. Una vez la fluencia iniciada, los elementos cercanos a la zona central empiezan a trabajar más, lo cual se aprecia en el ensanchamiento de la curva obtenida a medida que el porcentaje de deriva aumenta. La sección resiste hasta un momento máximo de 74kN.m/m, debido al endurecimiento del acero definido en el Capítulo 2. Una vez alcanzado este máximo, la losa se rompe y el momento decae, lo que se observada en el grafico para una deriva de 1,2%

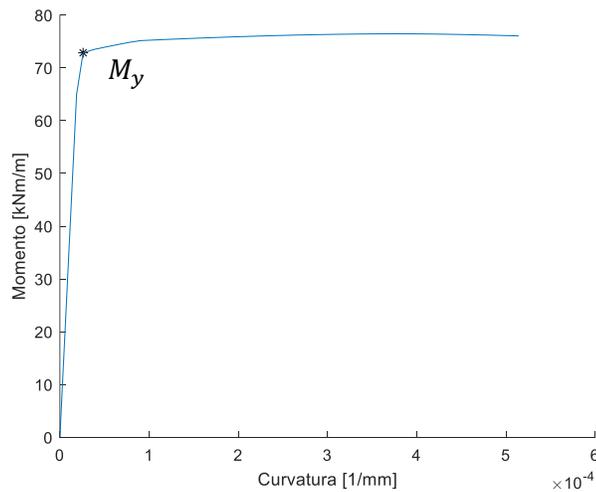


Figura 5.10 Diagrama Momento-Curvatura

Se integra el momento de la sección crítica y se grafica en función del nivel de deriva. Se observa que la sección fluye completamente para una deriva de 1%.

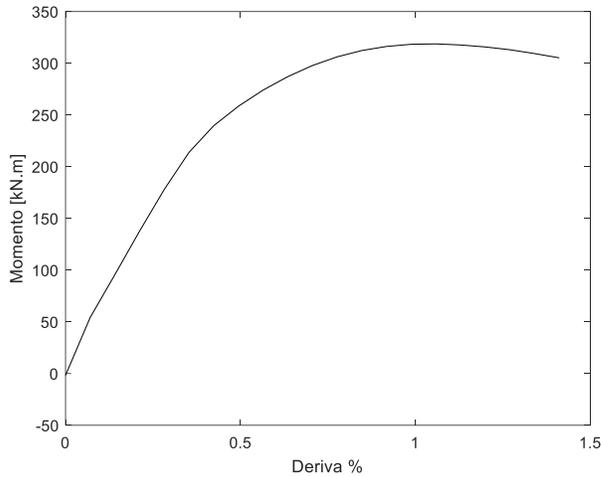


Figura 5.12 Momento sección crítica en función de la deriva

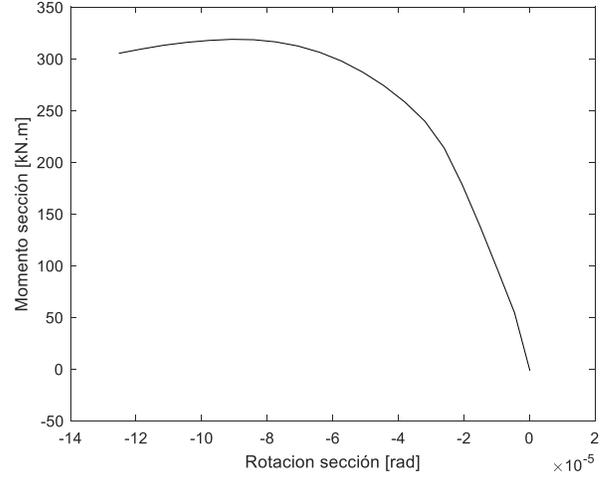


Figura 5.11 Momento sección crítica en función de la rotación

Se determina el momento lineal a lo ancho de la losa para los elementos centrales de la losa (aquellos que conectan directamente con las almas). Se observa que la mayor sollicitación de momento ocurre en los extremos de la losa, correspondientes a las zonas críticas.

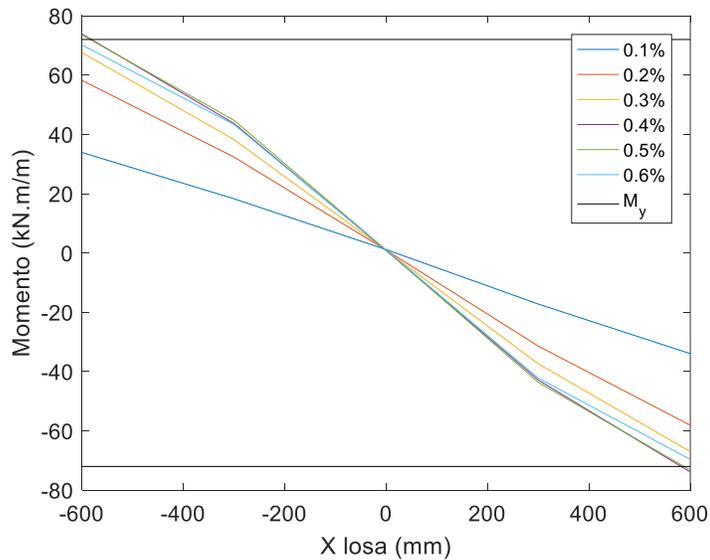


Figura 5.13 Distribución de momento ancho de losa

Ancho efectivo

Calculando el ancho efectivo según la fórmula determinada por Tapia (2008) se obtiene:

$$b_{eff} = 1.5 (m) + 0.1 \frac{5 (m)}{0.15 (m)} = 4.8 (m)$$

En este trabajo se calcula el ancho efectivo como:

$$b_{eff} = \frac{\sum M_i}{M_{max}} \quad (5.5)$$

Donde M_i es el momento de cada elemento de la sección crítica y M_{max} el momento máximo para cada iteración. Se normaliza con respecto al largo del ala $L_{ala} = 5(m)$

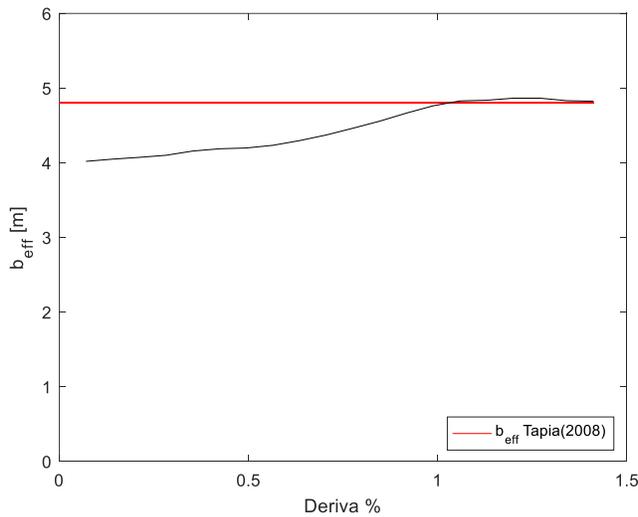


Figura 5.15 Ancho efectivo en función del nivel de deriva

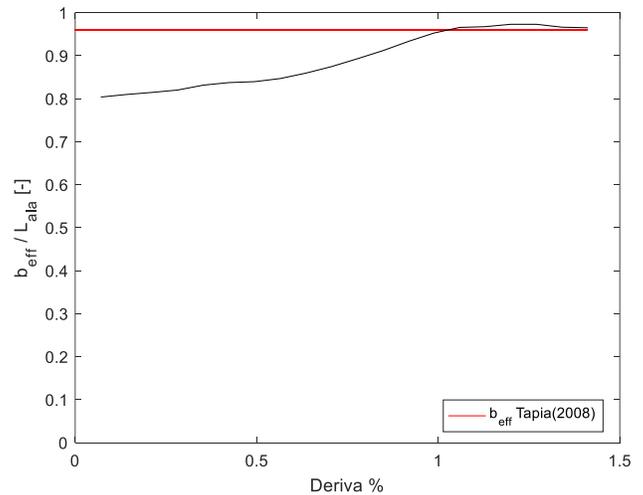


Figura 5.14 Ancho efectivo normalizado por el largo de ala en función del nivel de deriva

5.1.2.2 Modelo ocho pisos

Distribución de momento

Se extrae el momento de la zona crítica para cada piso y se grafica en función de la deriva de techo y de la rotación de losa.

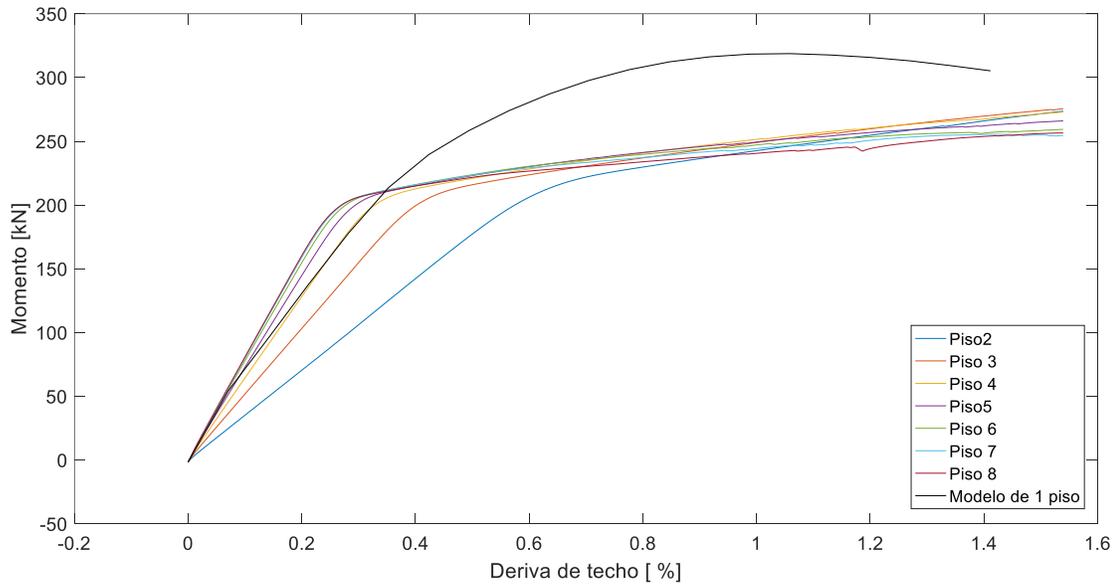


Figura 5.16 Momento sección crítica en función de la deriva de techo

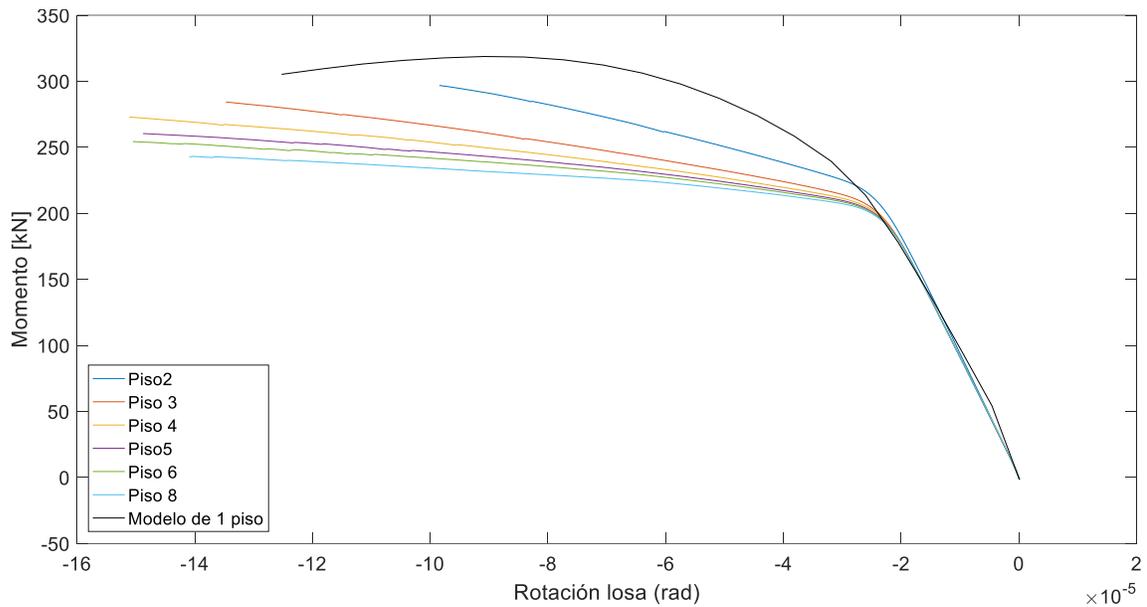


Figura 5.17 Momento sección crítica en función de la rotación de losa

Se observa que el modelo de un piso presenta una mayor resistencia que los pisos del modelo de varios niveles. Esto se debe a que parte de la carga se traspassa a través de la viga rígida. Para demostrar lo anterior, se baja la rigidez de la viga, con lo cual disminuye la resistencia de la losa como se muestra en las siguientes figuras.

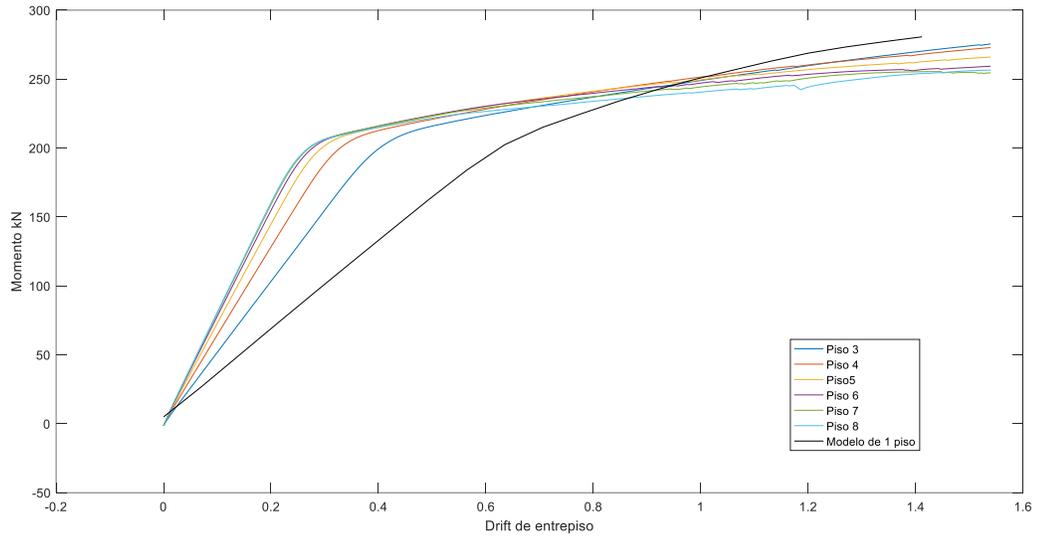


Figura 5.18 Momento sección crítica en función de la deriva de techo

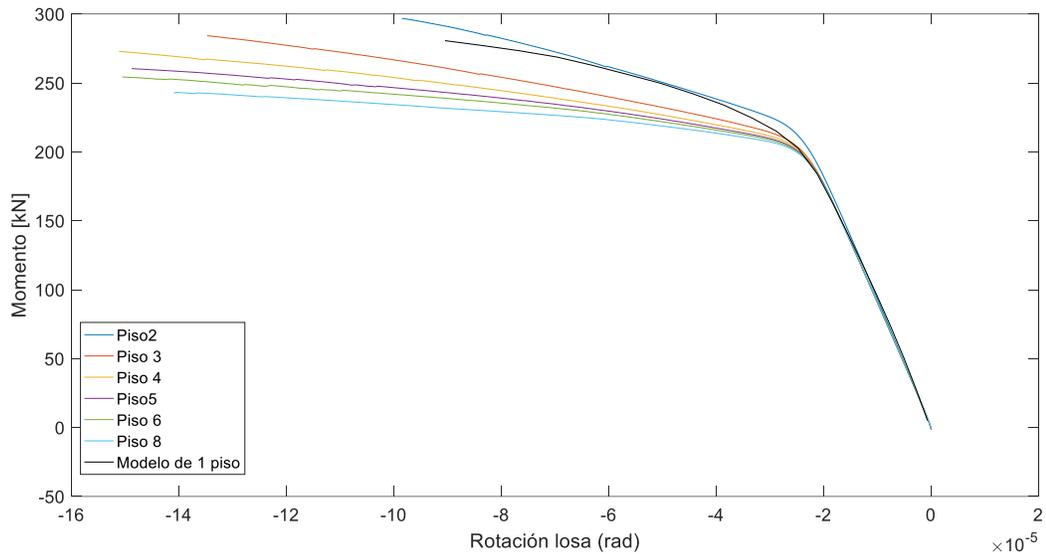


Figura 5.19 Momento sección crítica en función de la rotación de losa

Se extrae la distribución de momento en la zona crítica de todos los pisos para una rotación de 3×10^{-5} (rad)

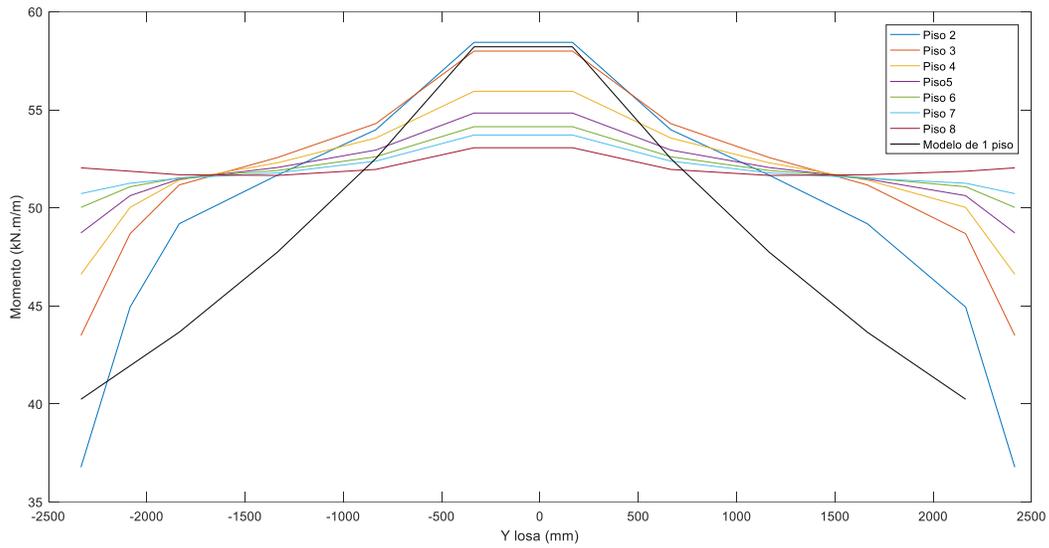


Figura 5.20 Distribución de momento en la sección crítica para cada piso para una rotación de 3×10^{-5} (rad)

5.2. Comparación modelos elástico e inelástico

En esta sección se presentan los resultados del modelo de un piso que considera todos sus elementos inelásticos y se comparan con los del modelo de muros elásticos de un piso presentado en la sección anterior.

5.2.1 Modelo inelástico

5.2.1.1 Geometría y cuantías

A continuación, se presentan las cuantías utilizadas en el modelo las que se basan en lo estudiado en el Capítulo 4.

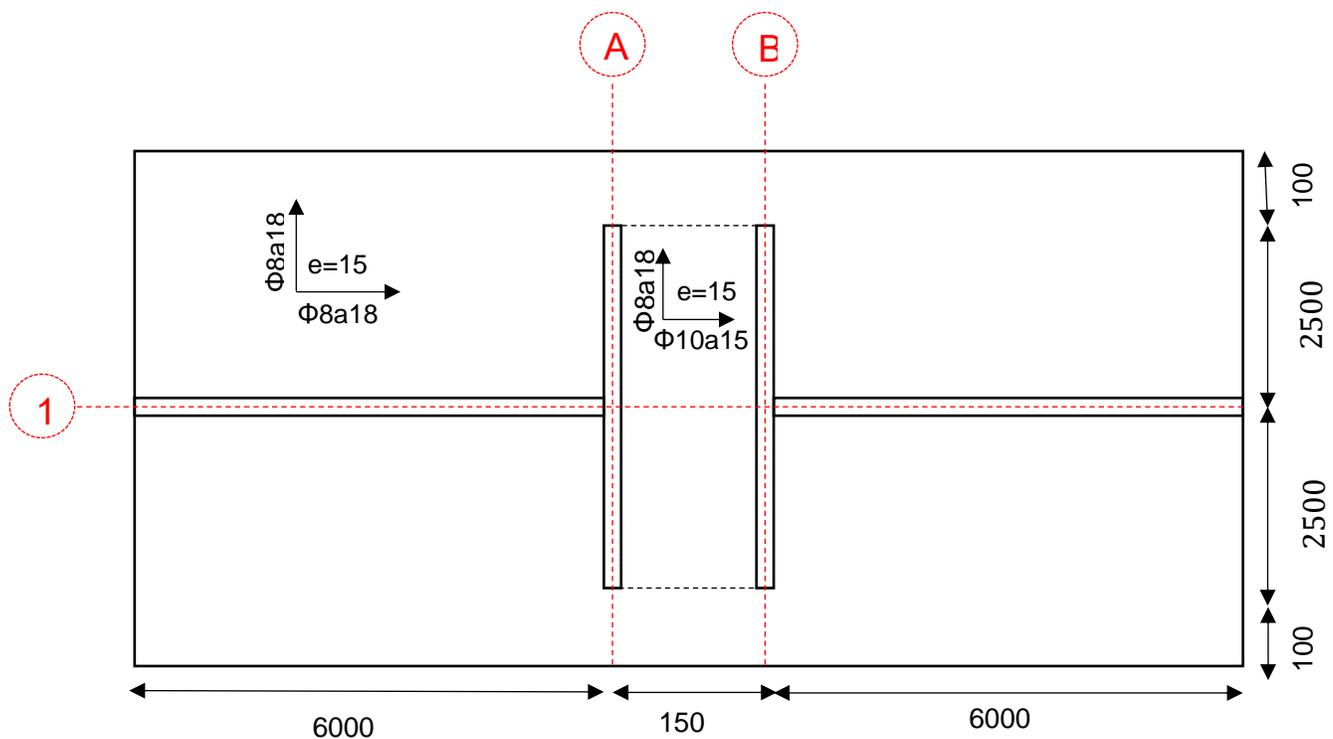


Figura 5.21 Geometría y cuantía planta modelos (dimensiones en cm)

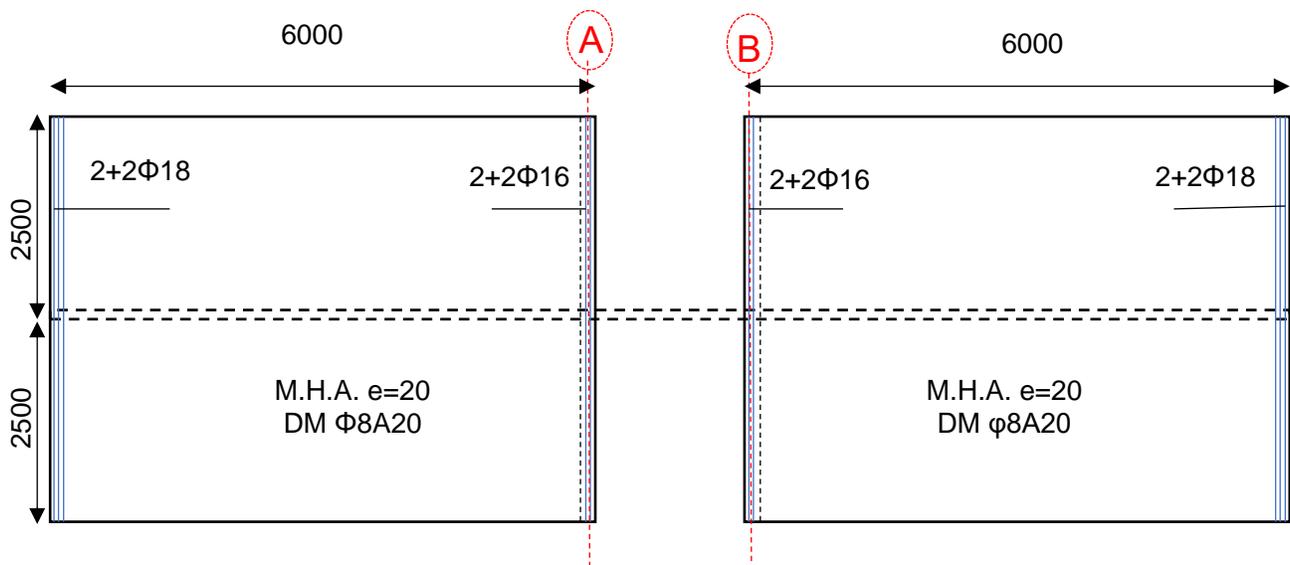


Figura 5.22 Geometría y armadura almas de muro (dimensiones en cm)

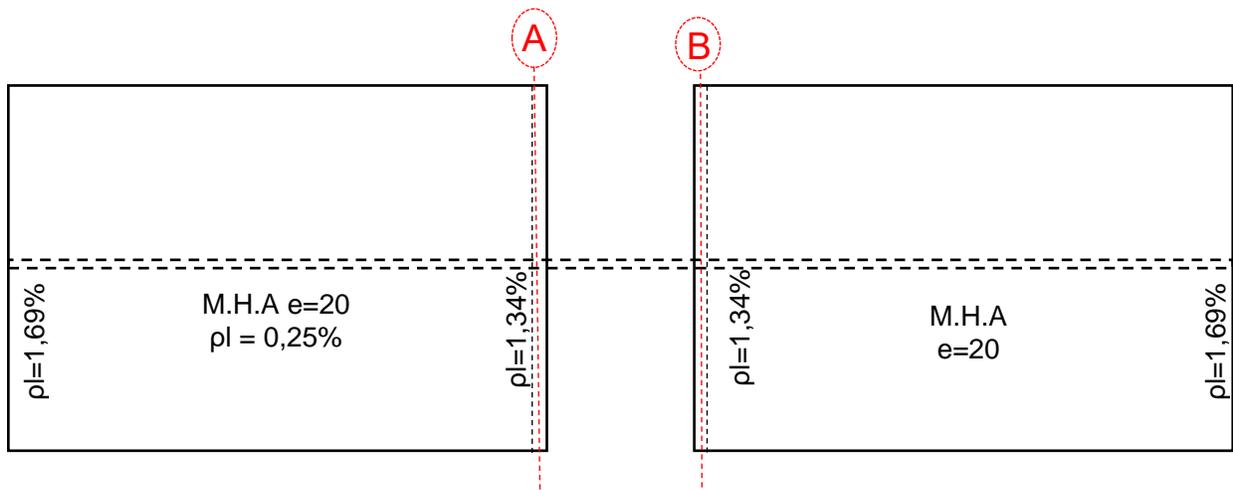


Figura 5.23 Cuantías almas de muro

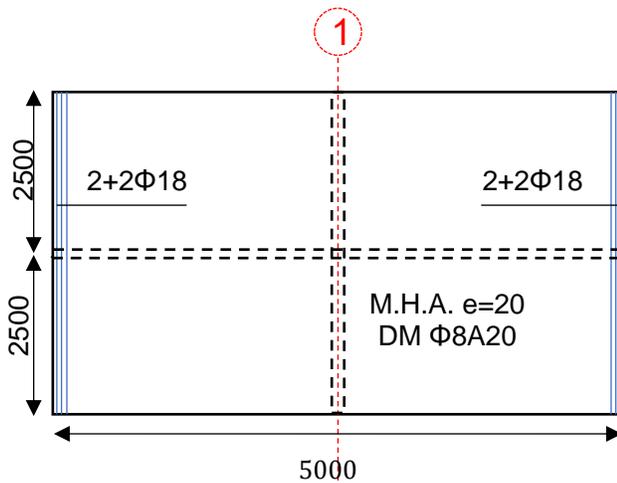


Figura 5.24 Geometría y armadura alas muros (dimensiones en cm)

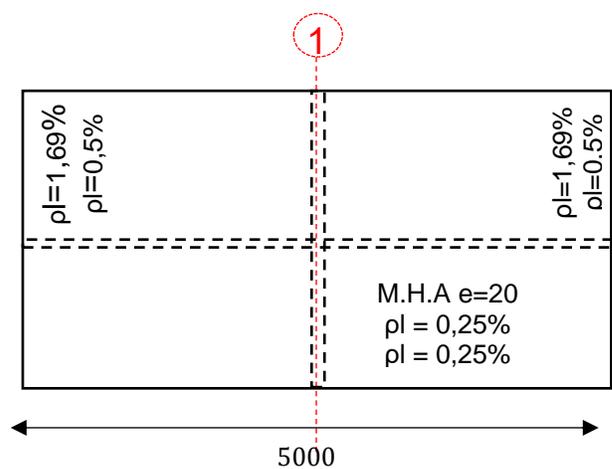


Figura 5.25 Cuantías alas muros

5.2.1.2. Modelación en SAFE-TB

Se utilizan las mismas consideraciones de modelación de la sección anterior para el muro de un piso (viga infinitamente rígida, apoyos simple y deslizante, muros restringidos fuera del plano y carga horizontal aplicada en los nodos de los elementos superiores de las almas).

En estos casos, para un funcionamiento adecuado del modelo ante un desplazamiento horizontal, se modelan los elementos superiores e inferiores de las almas como elásticos. Además, se modelan únicamente los elementos de losa que acoplan el sistema y aquellos directamente conectados y cercanos a los muros. Los elementos de losa de color verde (Figura 6.7), se consideran sin peso propio, ya que como no se encuentran conectados a ningún elemento que los soporte verticalmente, estos se sometían a desplazamiento verticales que afectaban el correcto funcionamiento de la estructuración.

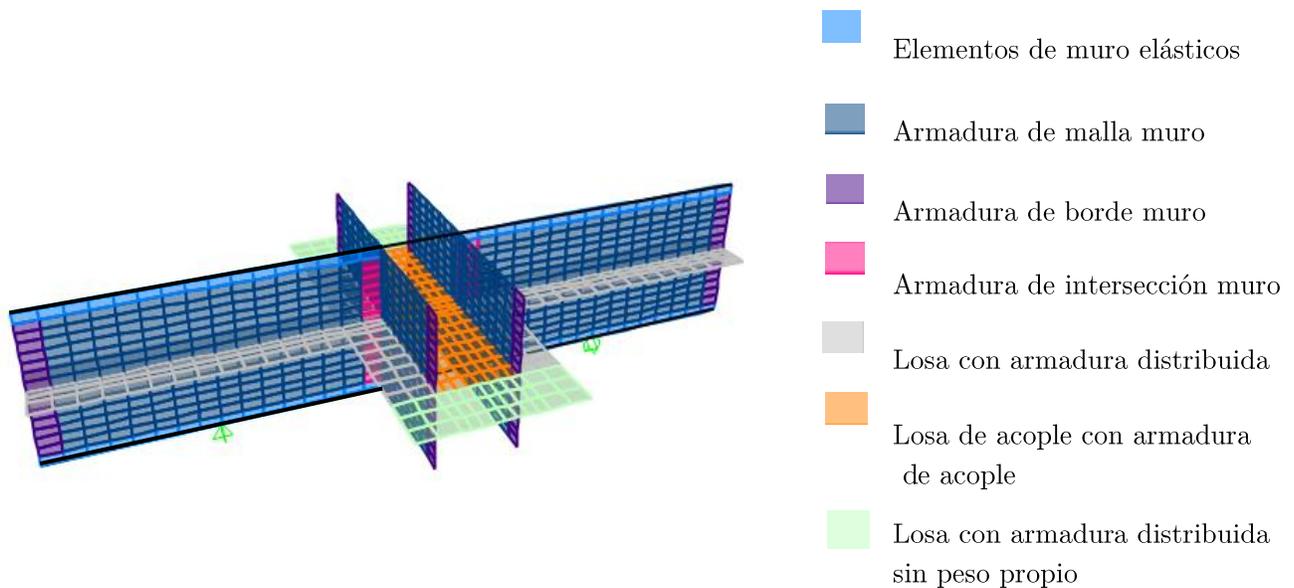


Figura 5.26 Elementos modelos

El mallado se efectúa de manera de obtener elementos de 180 (mm) de alto y 380 (mm) de largo para los muros y de 310x380 (mm) para la losa distribuida. Para obtener un análisis más refinado en la losa de acople se modelan elementos de 160x190 (mm) en la zona central que conecta las almas y de 310x190 (mm) en el resto.

5.2.1.3. Resultados

De SAFE-TB, es posible extraer el momento de los elementos para cada deriva a la que es sometida el sistema.

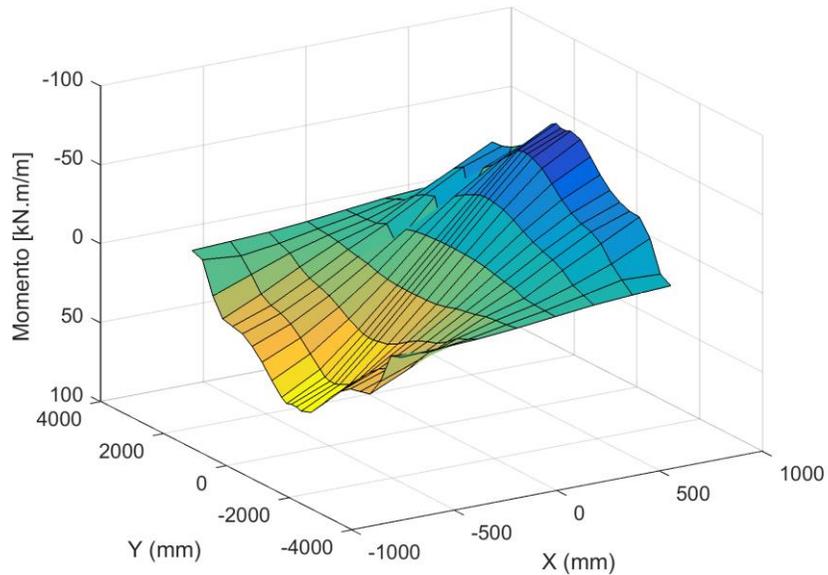


Figura 5.27 Momento losa caso 1

Se obtiene una distribución de momento similar a la obtenida en el modelo de 1 piso que considera muros elásticos.

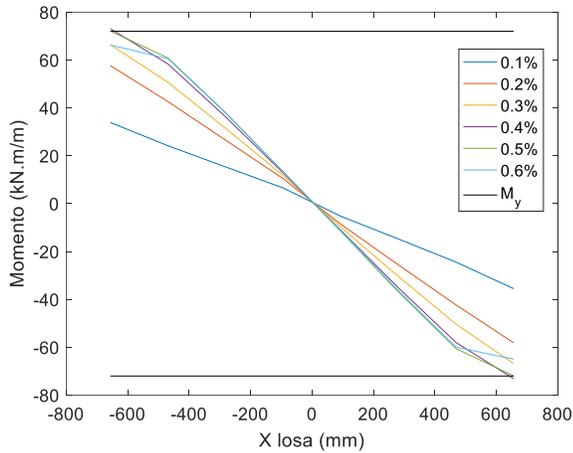


Figura 5.29 Momento elementos centrales de la losa de acople

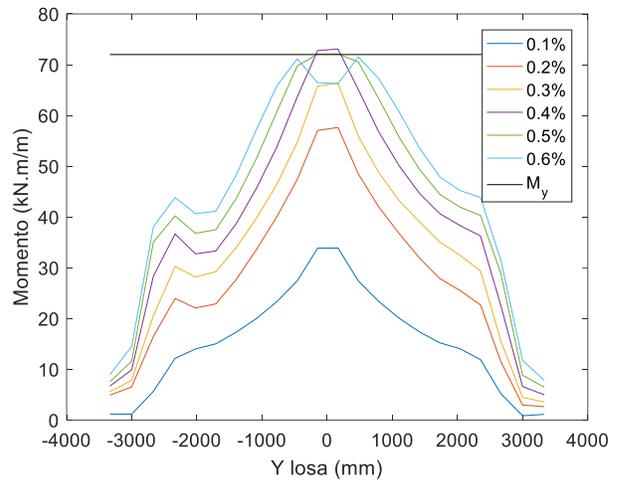


Figura 5.28 Momento elementos del borde del ala de la losa de acople

Al comparar la distribución de momento de la losa a lo largo del ala para muros inelásticos y elásticos, se observa que, para los mismos niveles de deriva, se alcanzan iguales máximos. Sin embargo, para el caso de los muros con armadura, el momento se acentúa en la zona de contacto entre el alma y la losa, y disminuye con mayor pendiente hacia los bordes, alcanzando valores de momento menores.

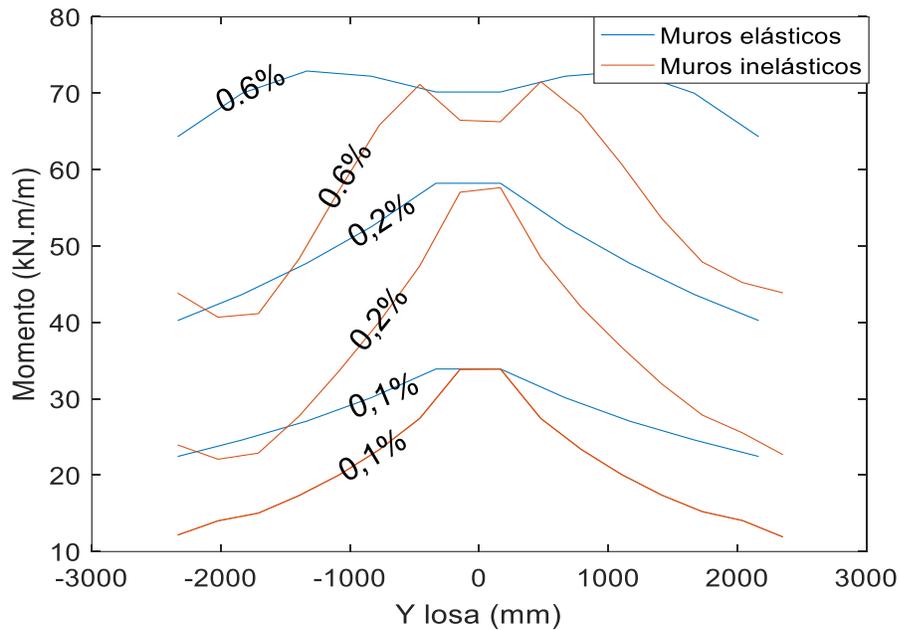


Figura 5.30 Comparación distribución momento de elementos de zona crítica muros inelásticos y elásticos

Luego, se comparan el momento de la sección en función del porcentaje de deriva para ambos casos. Para los muros elásticos, la cantidad de momento alcanzada es mayor.

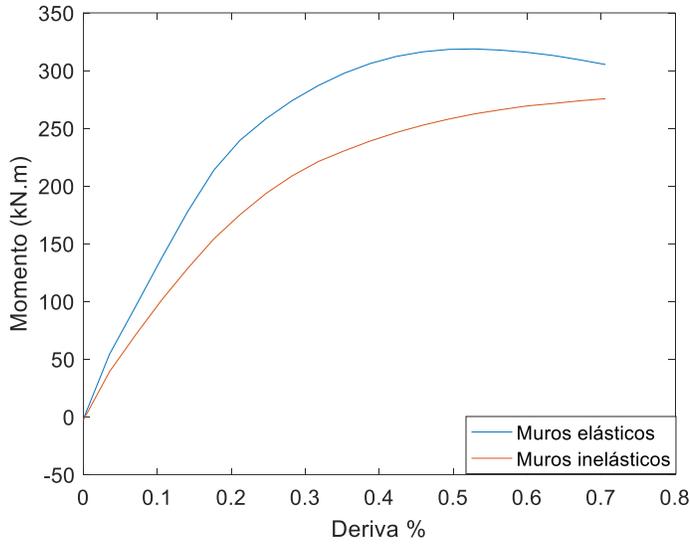


Figura 5.32 Momento sección crítica en función de la deriva

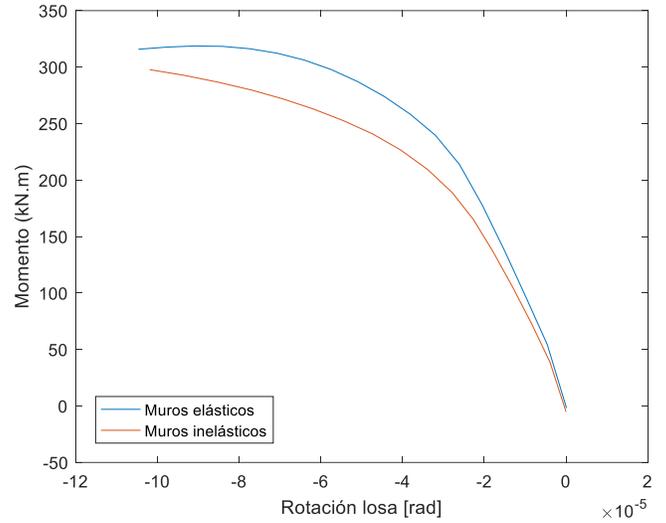


Figura 5.31 Momento sección crítica en función de la rotación

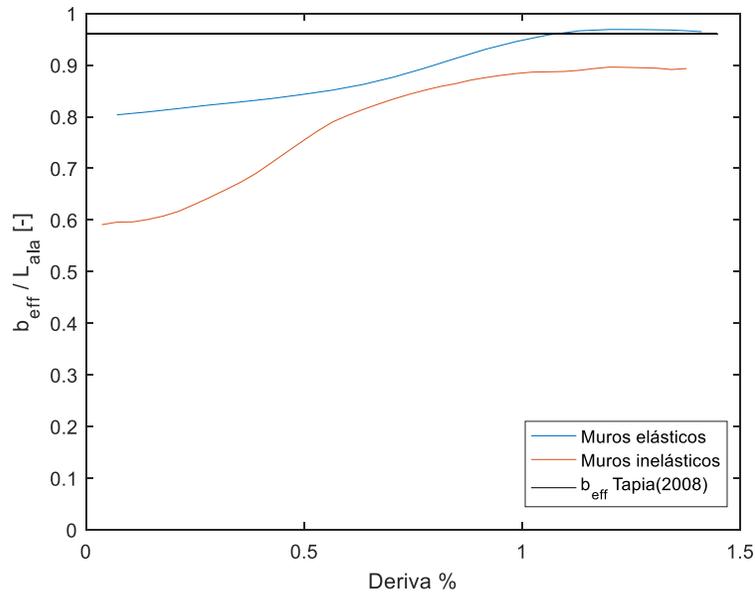


Figura 5.33 Ancho efectivo en función de la deriva

Para evaluar el traspaso de esfuerzo a través de la losa de un muro a otro, se determina el corte de los muros. Para ello, de cada iteración, se extrae la suma de los esfuerzos vertical de los elementos de borde de las almas.

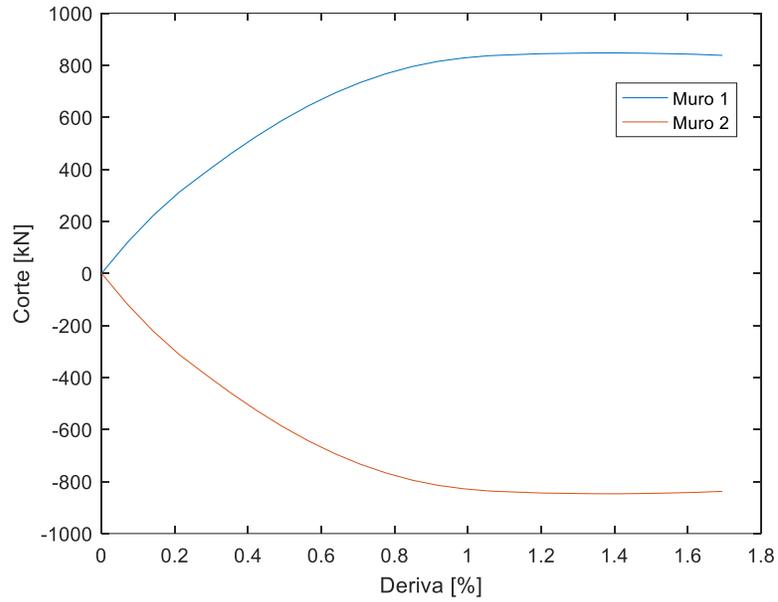


Figura 5.34 Corte muros en función de la deriva

De la Figura 5.34 se observa ambos muros reciben la misma cantidad de corte, por lo que se encuentran perfectamente acoplados por la losa.

5.1 Comentarios

Al analizar los resultados del modelo de un piso, se tiene que la mayor sollicitación de momento ocurre en la zona crítica definida por los diferentes autores (Capítulo 1). Además, dentro de esta zona, el momento se concentra en los elementos de losa de intersección ala-alma.

Al evaluar el ancho efectivo de la losa para el caso de muros elásticos, se observa que alcanza los mismos valores a los encontrados por Tapia (2008).

Al analizar los resultados obtenidos para el modelo de ocho pisos, se tiene que los pisos superiores fluyen para niveles de deriva de techo menores. Esto se debe a que se someten primero a mayores desplazamientos de techo. Se grafica entonces el momento en función de la rotación de losa, donde todos fluyen para la misma demanda de curvatura.

La estructuración asignada al modelo de un piso logra representar el movimiento de cada piso de un edificio de varios niveles. Al comparar el comportamiento de las losas, se tiene que el de un solo piso resiste mayores sollicitaciones de momento. Esto se debe a que tiene un menor estado de tensiones, las vigas rígidas actúan como puntales y parte de la carga se traspaasa por ellas. Esto se demuestra disminuyendo la rigidez de las vigas con lo cual disminuye la resistencia de la losa.

Además, al evaluar la distribución de momento dentro de la zona crítica para las diferentes losas del modelo de ocho pisos, solo en los primeros pisos se tiene la misma distribución de momento que en el modelo de una sola losa (concentración de momento en la zona de intersección ala-alma). Para pisos superiores la distribución de momento es uniforme, por lo que todo el largo de ala colabora de la misma forma.

Al comparar el modelo de muros elásticos con el de muros inelásticos se observa la participación de la armadura de los muros en la distribución de momento en la zona crítica. Este disminuye con mayor pendiente hacia los bordes de los muros.

Los casos estudiados se muestran en la Tabla 6.1. Se considera como modelo base el caso 1, tomándolo como criterio de comparación.

Tabla 6.1 Modelos estudiados

Caso	A_{Acople}	$\rho_{A_{acople}}$	L_{ala} (m)	REF
1	$\Phi 10a15$	0.007	5	Sin Refuerzo
2	$\Phi 8a15$	0.0045	5	Sin Refuerzo
3	$\Phi 12a10$	0.0151	5	Sin Refuerzo
4	$\Phi 10a15$	0.007	5	$2\Phi 16$
5	$\Phi 10a15$	0.007	5	$4\Phi 16$
6	$\Phi 10a15$	0.007	3	Sin Refuerzo
7	$\Phi 10a15$	0.007	6	Sin Refuerzo

6.3 Resultados

6.3.2 Casos con armadura distribuida

Se evalúa el comportamiento de la losa para diferentes distribuciones de armadura (casos 1, 2 y 3).

Tabla 6.2 Casos diferente armadura distribuida

Caso	A_{Acople}	$\rho_{A_{acople}}$	L_{ala} (m)	REF
1	$\Phi 10a15$	0.007	5	Sin Refuerzo
2	$\Phi 8a15$	0.0045	5	Sin Refuerzo
3	$\Phi 12a10$	0.0151	5	Sin Refuerzo

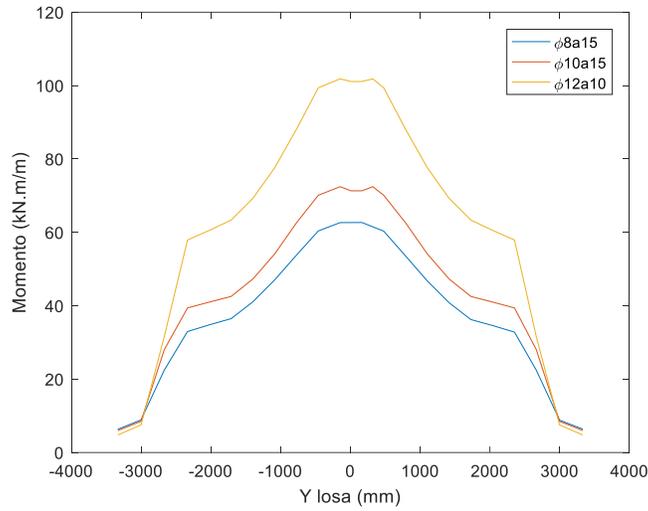


Figura 6.2 Momento elementos de losa del borde del ala para 0.4% de deriva

Se integra el momento en la zona crítica de la losa para cada caso y se grafica en función del porcentaje de deriva. Además, se obtiene el punto donde las barras inferiores del elemento más solicitado de la sección alcanzan la deformación unitaria de fluencia ($\epsilon_y = 0.002$).

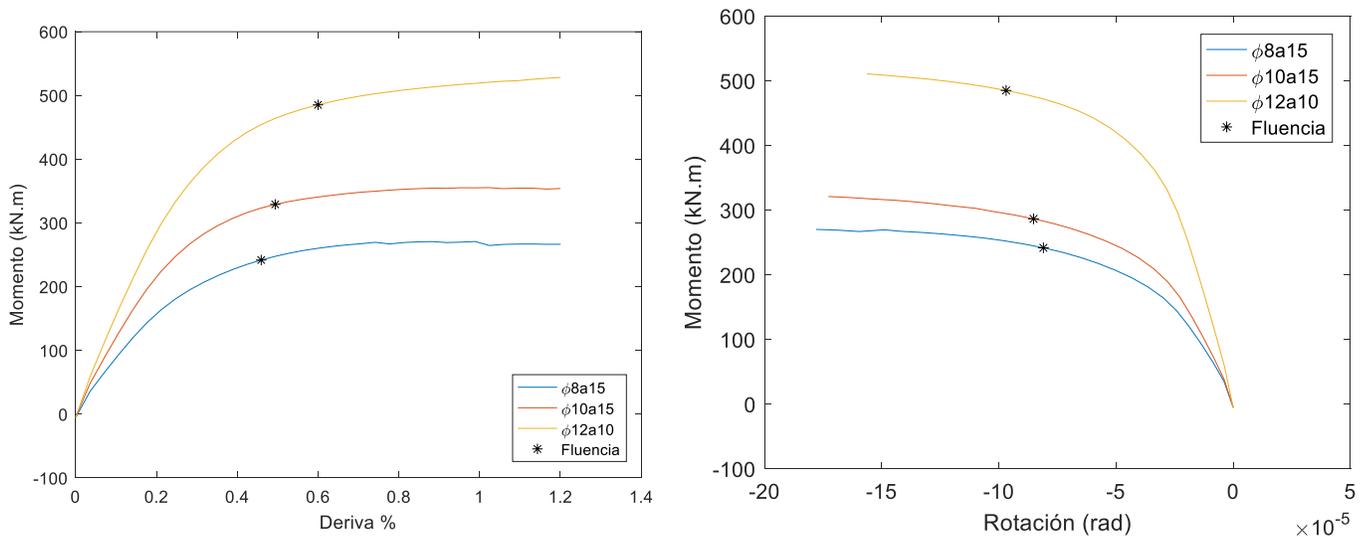


Figura 6.3 Momento sección crítica losa función de deriva

Tabla 6.3 Momento sección crítica losa en función de la rotación de la losa

Se observa que, a mayores cuantías, mayor sollicitación de momento para una misma demanda de desplazamiento.

Tabla 6.4 Momentos máximo y de fluencia según los casos

Caso	$A_{acoplada}$	M_{max} [kN.m/m]	M_y [kN.m/m]
1	$\Phi 10a15$	74	72
2	$\Phi 8a15$	63	61
3	$\Phi 12a10$	102	100

Se calcula el ancho efectivo de la losa según la Fórmula 5.5 y se normaliza con respecto al largo de ala que para estos casos es $L_{ala} = 5m$.

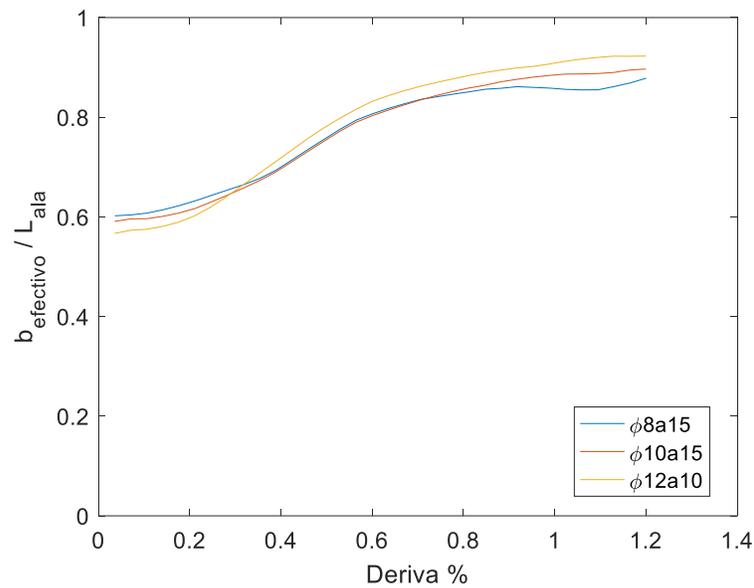


Figura 6.4 Ancho efectivo normalizado por el largo de ala en función de la deriva

Se normaliza la distribución de momento con respecto al máximo de cada caso.

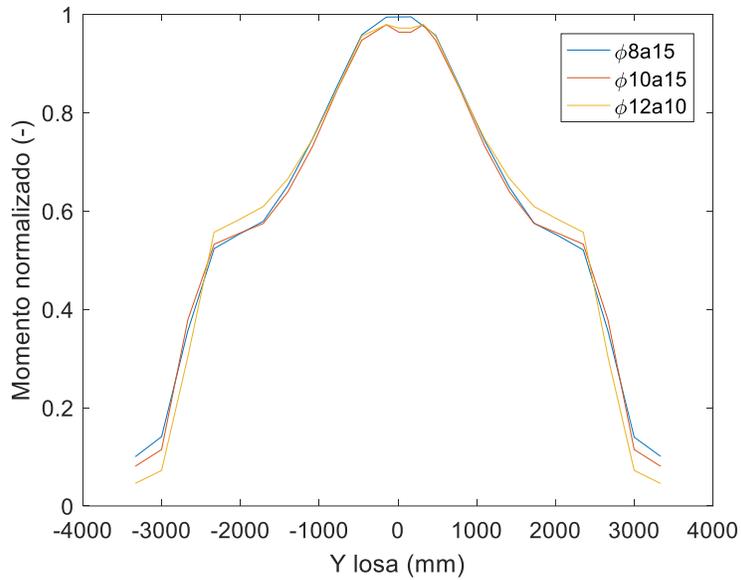


Figura 6.5 Distribución de momento en la zona crítica normalizado con respecto a M_{max} (deriva 0.4%)

6.3.4 Casos con refuerzo adicional

Se evalúa el comportamiento de la losa para los modelos que consideran un refuerzo adicional en la zona de contacto de las almas (casos 4 y 5). Se comparan con respecto al modelo base.

Tabla 6.5 Casos con refuerzo adicional

Caso	A_{Acople}	ρ_{Acople}	L_{ala} (m)	REF
1	$\Phi 10a15$	0.007	5	Sin Refuerzo
4	$\Phi 10a15$	0.007	5	2$\Phi 16$
5	$\Phi 10a15$	0.007	5	4$\Phi 16$

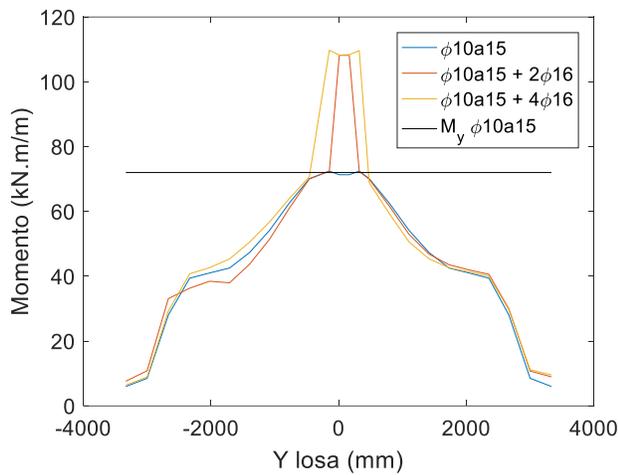


Figura 6.7 Momento sección crítica (deriva 0.5%)

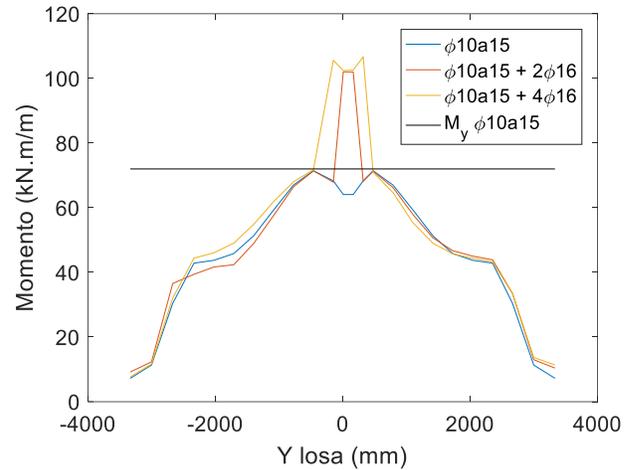


Figura 6.6 Momento sección crítica (deriva 0.6%)

Se observa que la zona donde se encuentran los refuerzos se somete a grandes concentraciones de momento. Por otra parte, para el caso reforzado con $2\Phi 16$, los elementos con armadura distribuida $\Phi 10a15$ cercanos al centro de la sección, alcanzan su máximo y el hormigón cede para una deriva de 0.5%.

Para el caso reforzado con $4\Phi 16$, la zona con armadura distribuida contigua al refuerzo no cede para la deriva presentada en la Figura 6.18. Se evalúa entonces para una deriva mayor (Figura 6.20).

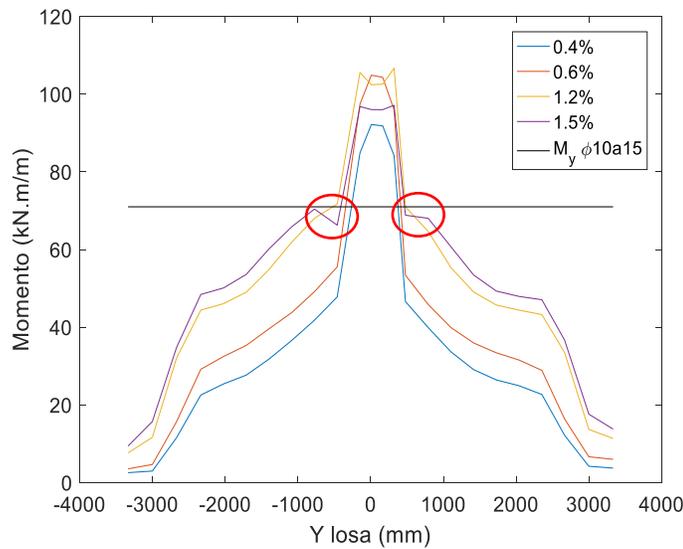


Figura 6.8 Momento sección crítica del caso $\Phi 10a15 + 4\Phi 16$

Se observa que, para una deriva de 1.5%, ocurre lo mismo que para el caso reforzado por $2\Phi 16$. En efecto, a mayores niveles de desplazamientos de techo, mayor es la zona de la losa en contacto del ala que colabora.

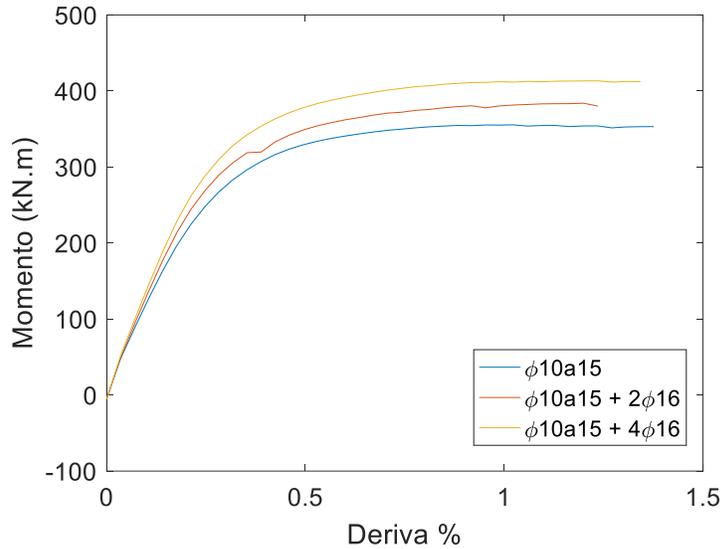


Figura 6.9 Momento en la sección crítica en función de la deriva

En la figura, se obtiene el momento de la sección crítica en función del nivel de deriva. Se observa que, debido a las grandes concentraciones de momento en la zona reforzada (Figura 6.9), a mayor refuerzo, mayor es el momento total obtenido.

En estos casos no resulta de interés evaluar el ancho efectivo de la losa ya que se tienen valores de momento máximos que son representativos para una zona, por lo que la fórmula utilizada para los casos anteriores no resulta válida.

6.3.4 Casos con diferentes largos de ala

Se evalúa el comportamiento de la losa para los modelos que consideran diferentes largos de ala (casos 6 y 7). Se comparan con respecto al modelo base.

Tabla 6.6 Casos con diferentes largos de ala

Caso	A_{Acople}	$\rho_{A_{acople}}$	L_{ala} (m)	REF
1	$\Phi 10a15$	0.007	5	Sin Refuerzo
6	$\Phi 10a15$	0.007	3	Sin Refuerzo
7	$\Phi 10a15$	0.007	6	Sin Refuerzo

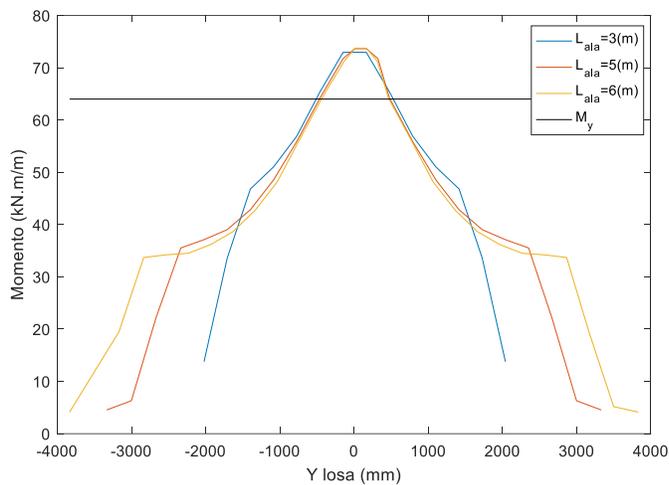


Figura 6.11 Distribución momento sección crítica losa para una deriva de 0.5%

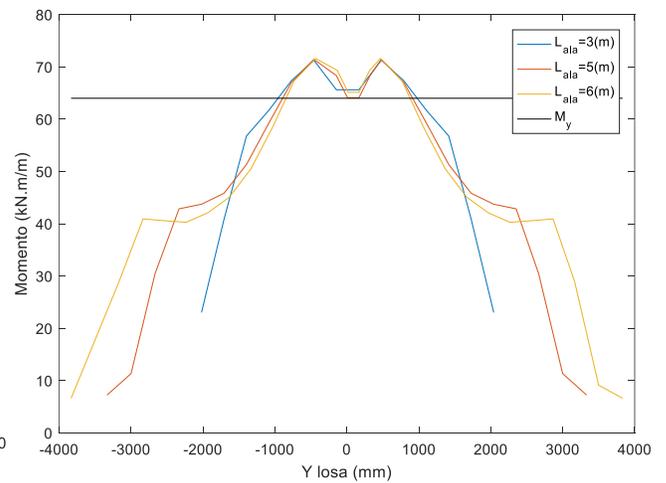


Figura 6.10 Distribución momento sección crítica losa para una deriva de 0.6%

Se observa que, para los tres casos, la sección más solicitada corresponde al largo del ala. Una vez superada el borde del muro, el momento descende abruptamente. Todos los casos alcanzan el mismo momento máximo y fallan para el mismo nivel de deriva.

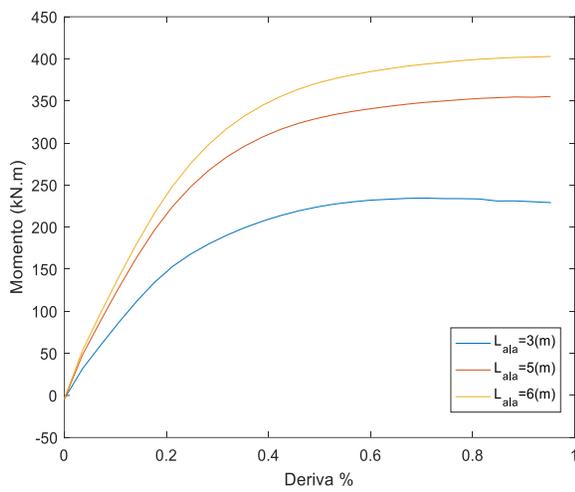


Figura 6.12 Momento sección crítica en función de la deriva

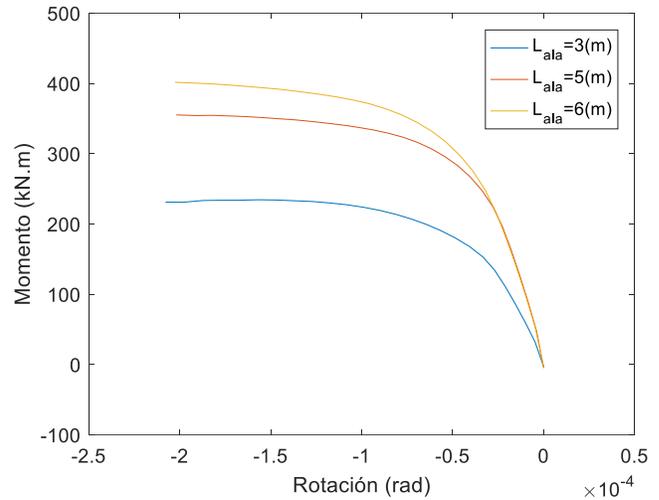


Figura 6.13 Momento sección crítica en función de la rotación de la losa

En 6.15 se tiene el ancho efectivo normalizado con respecto al largo del ala. Se observa que, para largos menores de ala, la relación $b_{\text{efectivo}}/L_{\text{ala}}$ es mayor.

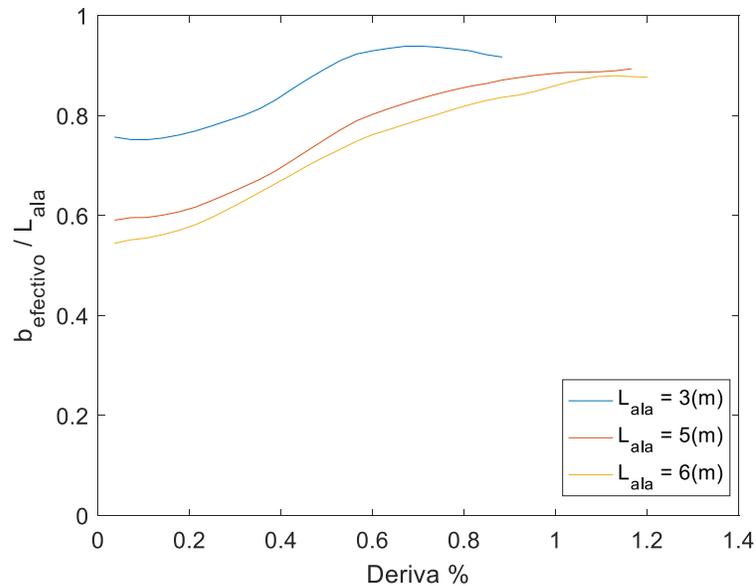


Figura 6.14 Ancho efectivo normalizado en función de la deriva

6.4 Comentarios

Al comparar modelos de muros elásticos e inelásticos, se tiene que la losa alcanza la misma resistencia con distribuciones de momento similares. Sin embargo, se observa la contribución de la armadura de intersección entre alma y ala. En el modelo con muros inelásticos, esta zona resiste mayores momentos. Por lo que al considerar la armadura de los muros se obtiene resultados más precisos con respecto al comportamiento de la losa de acople.

Los casos con mayores cuantías de armadura distribuida resisten mayores momentos, validando lo obtenido por Smyrou (2008). El ancho efectivo para estos casos tiende al mismo valor por lo que la armadura de acople no influye en el ancho efectivo de la losa, validando Smyrou (2008).

Para los casos con refuerzo adicional dispuesto entre las almas de los muros, la zona de mayor cuantía se somete a mayores esfuerzos de flexión. Por otra parte, las zonas donde se encuentra la armadura distribuida alcanzan los mismos valores que el caso base. A pesar de la concentración de refuerzo en la zona central, todo el largo del ala tiende a contribuir para el acople.

Se observa que para largo menores, mayor es el porcentaje de ala que colabora a la resistencia de momento. Por otro lado, para largos mayores, el ancho efectivo posee un comportamiento asintótico hacia los bordes de muro, con lo cual el porcentaje de largo colaborante de ala disminuye.

Capítulo 7 – Conclusiones

El objetivo de este trabajo de título es evaluar el acoplamiento y la respuesta no lineal de las losas de pasillo que se acoplan con muros T de hormigón armado. Para ello se realizó un estudio paramétrico con el fin de evaluar la influencia de variables como el largo de ala de muros y la cuantía y distribución de refuerzo en la losa.

Para efectuar el análisis se utilizó el programa de elementos finitos SAFE-TB. Fue comprobados el correcto funcionamiento para este tipo de estructuraciones. Había sido validado en trabajos de títulos anteriores (Castro 2017) para muros aislados.

Para aplicar los resultados de este trabajo a la realidad constructiva del país, los modelos generados se basaron en las características de edificios chilenos. Se realizó un estudio de planos obteniendo características de piso tipo similares. Esto permitió generar un modelo de dimensiones y cuantías de acero representativo. Con respecto a la armadura dispuesta en la zona de acople, se encontraron diferentes configuraciones, con predominancia de un $\Phi 10a15$ distribuido en todo el largo de las alas de muro. Se utilizó entonces esta armadura para el modelo base.

Por el tiempo computacionales requerido por el programa SAFE-TB, no fue posible realizar un estudio paramétrico con modelos de edificios reales, es decir de varios niveles. Se optó hacerlo con un modelo de un solo piso. Para comprobar que los resultados obtenidos se puedan aplicar a edificios, se generó un modelo de ocho pisos y se compararon los resultados con el de un piso. Ocho pisos fue el modelo posible de analizar por limitaciones en RAM de los instrumentos computacionales disponibles para este trabajo. Se obtuvo que la losa del modelo de un solo piso sobreestima la capacidad de las losas del modelo representativo de un edificio debido a la viga infinitamente rígida. Además, se validan los resultados con respecto a la distribución de momento únicamente para los primeros pisos del edificio.

Se validó también la importancia de considerar la armadura de los muros para analizar el comportamiento de la losa, obteniendo diferentes distribuciones de momento y, por lo tanto, de ancho efectivo.

En el estudio paramétrico se determinó que, a mayor cuantía, mayor es la resistencia de la losa, validando lo obtenido por Smyrou (2008) en sus modelos. Con respecto al refuerzo adicional dispuesto entre las almas de los muros, se concluye que a pesar de que aumenta su resistencia en la zona reforzada permitiendo valores de derivas mayores antes de que fallen los elementos contiguos no reforzados. Además, el largo del ala no afecta la resistencia de la losa.

Con respecto al ancho efectivo de la losa, se obtiene que depende del largo del ala y se obtienen valores de entre un 80 – 100 % de este, siendo mayor para largos menores y menor para largos mayores. En todos los casos se encontró valores superiores a las formulaciones existentes en la literatura, los cuales consideran modelos muros elásticos. Según Smyrou (2008) y Tapia (2008) el ancho efectivo también depende de parámetros como el espesor de losa y el ancho de pasillo.

Se propone como casos de trabajos futuro estudios paramétricos de modelos de edificios de alturas reales para evaluar lo que sucede en los diferentes niveles. Además, se propone incorporar nuevos parámetros como espesor de losa, ancho de pasillo y cuantías de armadura de muro.

Bibliografía

- American Concrete Institute . (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* . ACI318-14.
- Barrera, F. (2018). *Estudio del impacto del confinamiento en la vulnerabilidad de muros T de hormigón armado en edificios en Chile*. Universidad de Chile.
- Belarbi, A., & Hsu, T. (1994). *Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete*. ACI Structural Journal.
- Belarbi, A., & Hsu, T. (1995). *Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension compression*. ACI Structural Journal.
- Castro, F. (n.d.). *Comparación de la respuesta experimental y analítica de muros rectangulares de hormigón armado*. Universidad de Chile.
- Coull, W. (1982). *Design of Floors Slabs Coupling Shear Walls*. Journal of Structural Engineering Vol. 109 No 1. Paper No. 17620.
- Coull, W. (1983). *Stresses in Slabs Coupling Flanged Shear Walls*. Journal of Structural Engineering Vol 110 No 1. Paper No. 18508.
- Estay, C. (n.d.). *Características de muros de hormigón armado diseñados en Chile*. Universidad de Chile.
- Estay, G. (2008). *Características de Muros de Hormigón Armado Diseñados en Chile*. Santiago: Universidad de Chile.
- Filippou, F., Popov, E., & Bertero, V. (2013). *Effect of bond deterioration on hysteric structural response in earthquake engineering : Calibration, validation and implementation in probabilistic risk assesment*. Engineering Structures.
- Guendelman, T., & Lindenberg, J. (2010). *Cambio en sollicitaciones sísmicas en edificios*. Seminario Efectos del Terremoto en el Nuevo Diseño Sísmico y Estructural en Chile. ICH.
- Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J., Leyton, F., & Eisenberg, A. (1997). *Desempeño sísmico implícito de edificios diseñados con la norma sísmica chilena*. La Serena: VII Jornadas Chilenas de Sismología.

- Instituto Nacional de Normalización Diseño Sísmico de Edificios.*
NCh433.Of96.Mod2009. (n.d.).
- Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., . . .
 Yañez, F. (2012). *Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile.*
International Journal of High-Rise Buildings.
- Lee, S., Oh, S., Hwang, W., Lee, K., & Lee, H. (2010). *Static Experiment for Seismic
 Performance of a 2 Story RC Shear Wall System.*
- Massone, L. (2006). *RC Wall Shear-Flexure interaction: analytical and experimental
 responses.* PhD thesis, University of California, Los Angeles, California, USA.
- Menegotto, M., & Pinto, P. (1973). *Method of analysis of cyclically loaded reinforced
 concrete frame structures including changes in geometry and non-elastic behavior of
 elements under combined normal force and bending.* Lisboa.
- Muñoz, F. (2018). *Estudio experimental y analítico de muros T de hormigón armado
 ante cargas cíclicas.* Master's Thesis Universidad de Chile.
- Palermo, D., & Vecchio, F. (2013). *Compression field modeling of reinforced concrete
 subjected to reversed loading: Formulation.* ACI Structural Journal.
- Paulay, T. (1981). *Slab Coupling of Earthquake-Resisting Shearwalls.* ACI Journal Title
 No. 78-44.
- Paulay, T. (2002). *The displacement capacity of reinforced concrete coupled walls.*
Engineering structures.
- Rojas, F. (2012). *Development of nonlinear quadrilateral layered membrane element with
 drilling degrees of freedom and nonlinear quadrilateral thin flat layered shell
 element for the modeling of reinforced concrete walls.* PhD thesis, University of
 Southern California, Los Angeles, California, USA .
- Ruiz, M. (n.d.). *Estudio experimental de muros T de hormigón armado mediante
 fotogrametría.* Universidad de Chile.
- Santos, H. (2018). *Estudio numérico de la respuesta numérica de sistemas de muros de
 hormigón armado acoplados y diseño experimental para su validación .* Master's
 thesis, Universidad de Chile.
- Schwaighofer, J., & Collins, M. (1997). *Experimental Study of the Behavior of
 Reinforced Concrete Coupling Slabs.* ACI Journal Title No. 74-12.

- Shakeri, K., Shayanfar, M., & Kabeyasawa, T. (2010). *A story shear-based adaptive pushover procedure for estimating seismic demands of buildings*. Engineering structures.
- Silva, M. (2016). *Estudio analítico del efecto de confinamiento y la cuantía de borde en el comportamiento de muros T. Diseño de montaje experimental para el ensayo de éstos*.
- Smyrou, S., & Priestley, C. (2008). *Study of the Behavior of Slab-Coupled T-Shaped RC Walls*. Beijing: The 14th World Conference on Earthquake Engineering.
- Surumi, Greeshman, & Jaya. (2012). *Reinforced Concrete Structural Wall-Floor Slab Connection - State of the Art*. ISET Golden Jubilee Symposium Paper No. D023.
- Tapia, S. (2008). *Influencia de la Flexión Transversal y de la Resistencia de la Losa en Edificios Estructurados con Muros de Hormigón Armado*. Santiago: Universidad de Chile.
- The MathWorks Inc. Matlab r2016b*. (n.d.).
- Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., & Jensen, J. (1987). *Mechanical properties of high-strength concrete and application in design*. Symposium Utilization of High-Strength concrete.
- Zuñiga, M. (2004). *Influencia de la flexión transversal de losas en edificios de muros de hormigón armado*. Universidad de Chile.

Anexo A

Resultados distribución de momento zona crítica.

Caso	A_{Acople}	ρ_{Acople}	L_{ala} (m)	REF
2	$\Phi 8a15$	0.0045	5	Sin Refuerzo

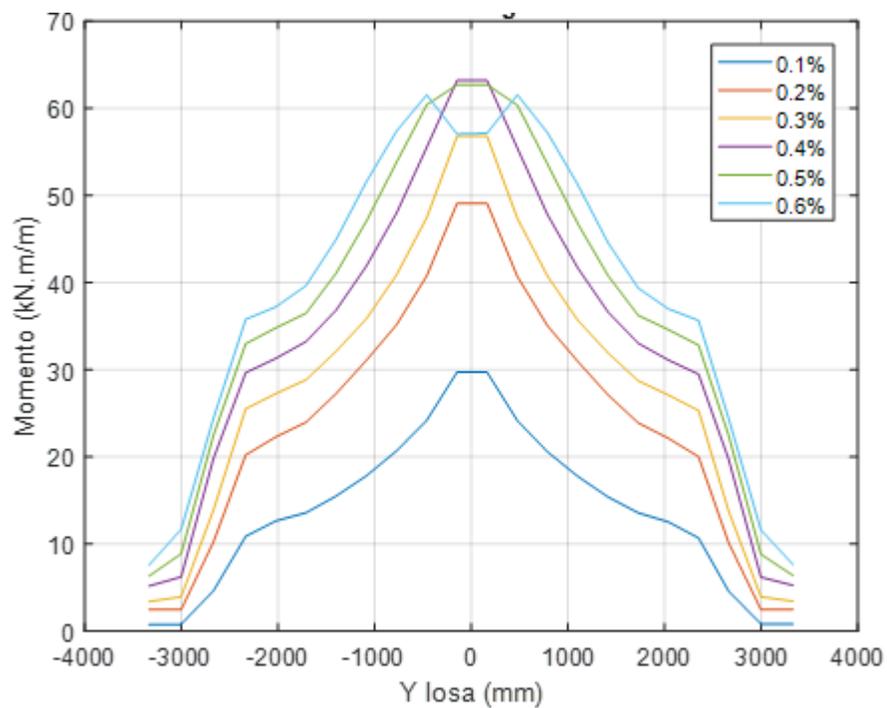


Figura A.1 Momento zona crítica caso 2

Caso	A_{Acople}	$\rho_{A_{acople}}$	L_{ala} (m)	REF
3	$\Phi 12a10$	0.0151	5	Sin Refuerzo

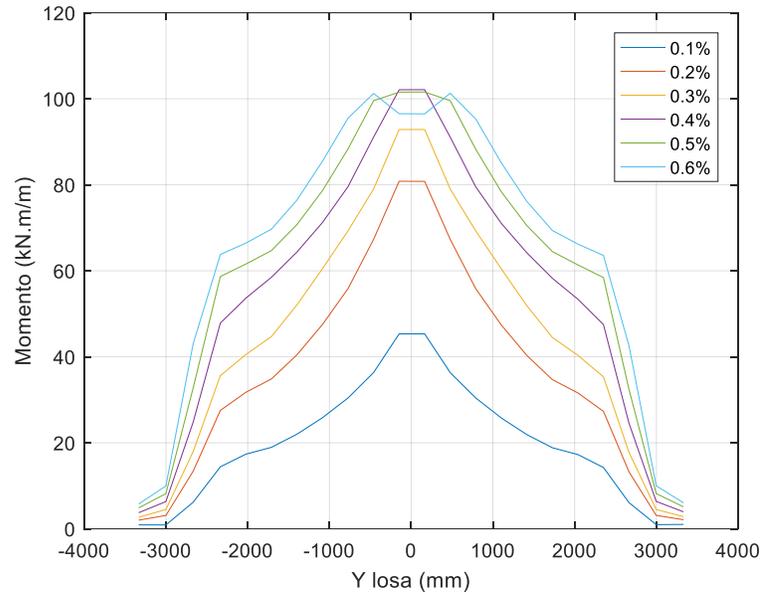


Figura A.2 Momento zona crítica caso 3

Caso	A_{Acople}	$\rho_{A_{acople}}$	L_{ala} (m)	REF
4	$\Phi 10a15$	0.007	5	2$\Phi 16$

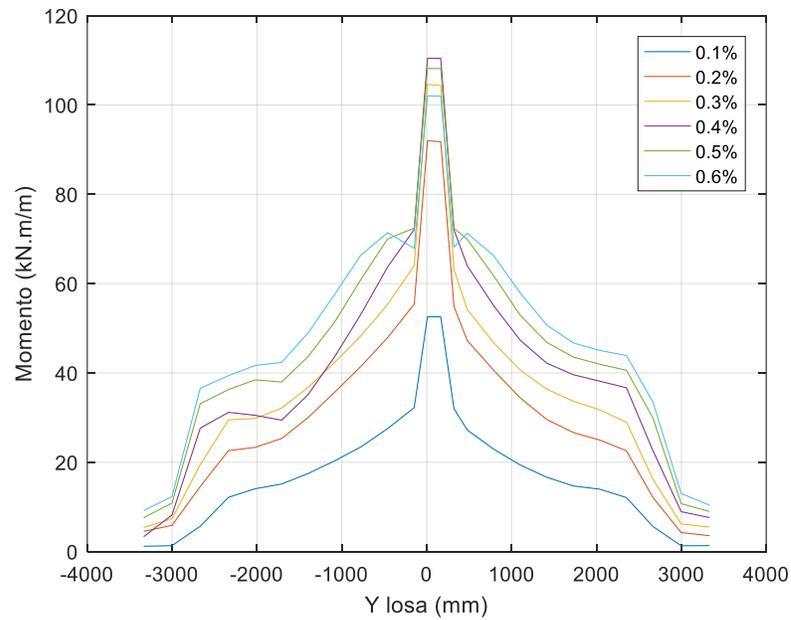


Figura A.3 Momento zona crítica caso 4

Caso	A_{Acople}	$\rho_{A_{acople}}$	L_{ala} (m)	REF
5	$\Phi 10a15$	0.007	5	4$\Phi 16$

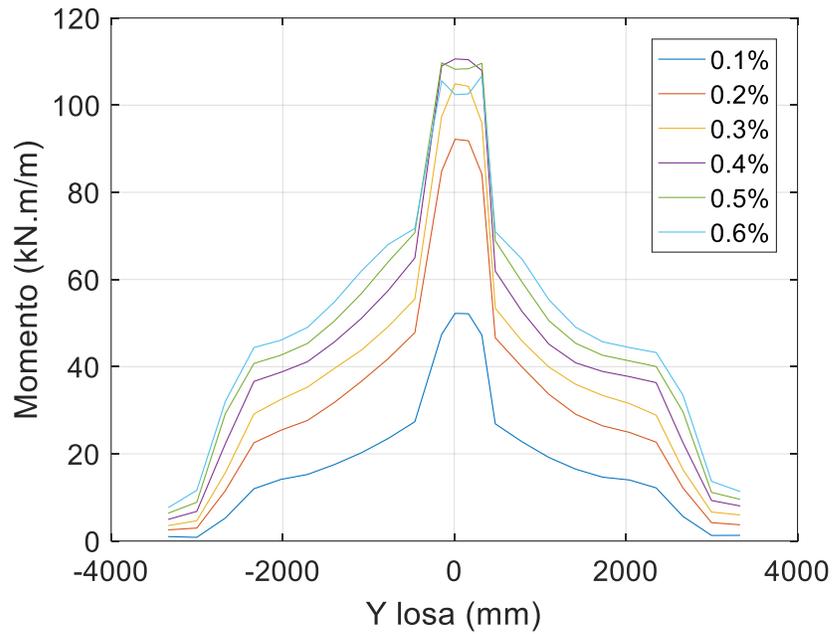


Figura A.4 Momento zona crítica caso 5

Caso	A_{Acople}	$\rho_{A_{acople}}$	L_{ala} (m)	REF
6	$\Phi 10a15$	0.007	3	Sin Refuerzo

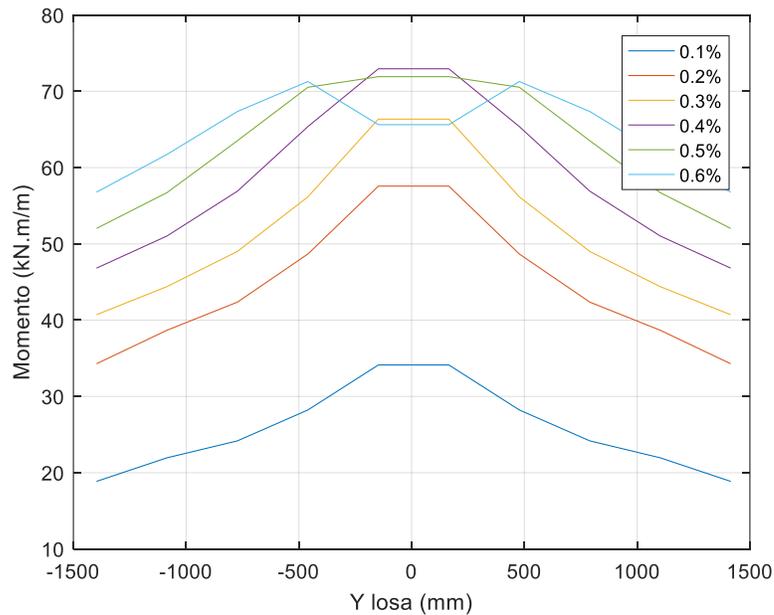


Figura A.5 Momento zona crítica caso 6

Caso	A_{Acople}	$\rho_{A_{acople}}$	L_{ala} (m)	REF
7	$\Phi 10a15$	0.007	6	Sin Refuerzo

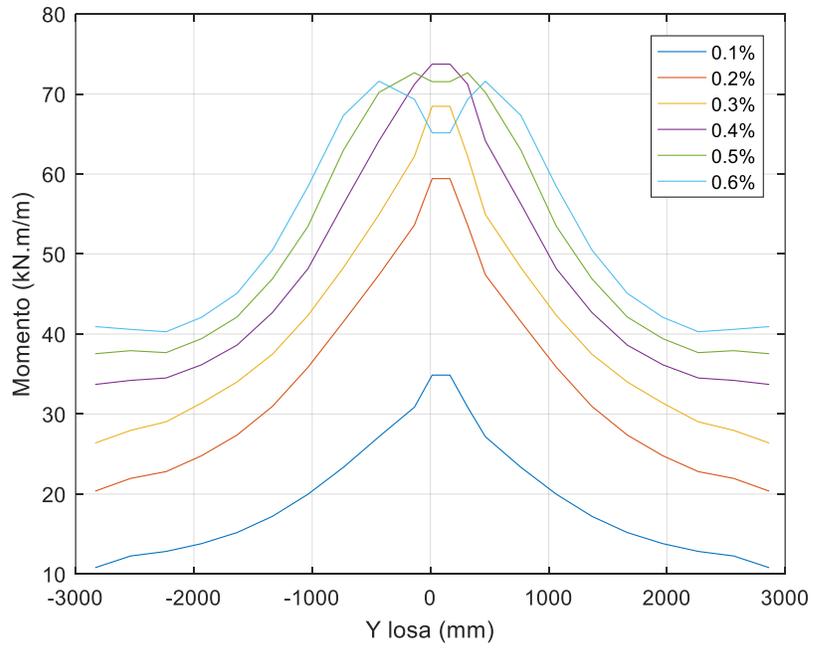


Figura A.6 Momento zona crítica caso 7